

東京電機大学

博士論文

耐震実証試験とシミュレーションに基づく
実機ボイラ構造物の耐震性評価

Evaluation of Aseismic Reliability of
Actual Boiler Structures Based on
Proof Tests and Numerical Simulations

2014年3月

相田 清

目 次

第1章 序論	頁
1. 緒言	1-1
2. ボイラ構造物とその耐震設計の概要	1-6
2. 1 ボイラ構造物の特徴	1-6
2. 2 耐震設計の概要	1-11
2. 3 ボイラ構造物のモデル化手法	1-13
3. ボイラ構造物の耐震実証試験の概要	1-16
3. 1 経緯	1-16
3. 2 実証試験の目的	1-16
3. 3 実証試験の対象となるボイラ構造物	1-18
3. 4 実証方法	1-18
4. 結言	1-21
5. 参考文献	1-22

第2章 ボイラ構造物の地震被害実態調査

1. 緒言 (実態調査の概要)	2-1
1. 1 調査方法	2-1
1. 2 調査対象範囲	2-1
1. 3 調査対象の分析	2-4
2. 構造調査結果	2-6
2. 1 支持構造	2-6
2. 2 振れ止め装置	2-9
3. 被害調査結果	2-13
4. 結言 (実態調査結果のまとめ)	2-21
5. 参考文献	2-21

第3章 ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント

選定と試験体設計

1. 緒言	3-1
2. 対象モデルプラント及び入力地震動	3-1
2. 1 対象モデルプラントの選定	3-1
2. 2 振れ止め装置の選定	3-14
2. 3 入力地震動の選定	3-16
3. ボイラ構造物試験体の設計	3-28
3. 1 ボイラ構造物試験体の設計法	3-28
3. 2 ボイラ構造物試験体設計法の妥当性検証	3-40

	頁
3. 3 ボイラ構造物試験体の設計結果	3-42
4. 結言	3-56
5. 参考文献	3-56

第4章 ボイラ構造物の耐震実証試験

1. 緒言(実証試験の概要)	4-1
1. 1 試験目的	4-1
1. 2 実証方法	4-1
2. 要素試験	4-2
2. 1 試験目的	4-2
2. 2 試験体	4-2
2. 3 試験装置	4-2
2. 4 試験項目	4-8
2. 5 計測項目	4-11
2. 6 評価方法	4-12
2. 7 試験結果	4-14
2. 8 まとめ	4-47
3. 全体系試験	4-48
3. 1 試験目的	4-48
3. 2 試験装置及び試験体	4-49
3. 3 計測計画	4-51
3. 4 加振計画	4-53
3. 5 試験ケース	4-56
3. 6 測定点の概要	4-58
3. 7 試験結果	4-63
3. 8 記録写真	4-148
4. 結言	4-151
5. 参考文献	4-151

第5章 シミュレーションに基づく実機ボイラ構造物の耐震性評価

1. 緒言(シミュレーションの実施概要)	5-1
2. シミュレーション	5-1
2. 1 目的	5-1
2. 2 検討方法	5-2
2. 3 検討内容及び検討結果	5-8
2. 4 まとめ	5-49
3. 実機ボイラ構造物の耐震性評価	5-51
3. 1 振れ止め装置の制振効果	5-52
3. 2 振れ止め装置の耐久性	5-67
3. 3 支持構造の耐震性	5-80

	頁
3. 4 まとめ	5-83
4. 振れ止め装置の設計法の改良に関する提案	5-84
4. 1 振れ止め装置の柔剛性化の提案	5-84
4. 2 振れ止め装置の剛性分布適正化の提案	5-93
4. 3 旧基準ボイラ構造物の検討	5-104
4. 4 まとめ	5-110
5. 結言(シミュレーションの実施概要)	5-111
6. 参考文献	5-113

第6章 結論

1. 緒言	6-1
2. ボイラ構造物の地震被害調査の結果	6-1
3. ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定と 試験体設計の結果	6-1
4. ボイラ構造物の耐震実証試験の結果	6-2
5. シミュレーションに基づく実機ボイラ構造物の耐震性評価の結果	6-3
6. 実証試験に基づく提案	6-4
7. 結言	6-4

第7章 謝 辞

7-1

第8章 掲載論文と発表論文

1. 博士論文取得用の掲載論文	8-1
2. 関連する発表論文	8-1

第1章 序論

1. 緒言

我が国におけるエネルギー資源は、図1.1.1に示すように多様である¹⁾が、本研究の対象である火力発電ボイラは、これらの資源の中で、天然ガス、石油、石炭を燃焼して蒸気を発生する装置であり、発電設備の基幹となる構造物である。したがって地震時におけるその機能の維持、あるいはその後の迅速な復旧が要求される。特に、石炭を燃焼する石炭焚ボイラは、天然ガスや石油に比較して大きな燃焼空間を必要とするため、ボイラ火炉も大型構造となる。その結果として、最大の1000MW級のプラントではその高さは高層建築物並に100m近くに達していることから、その耐震設計の信頼性の向上は社会的には重要な位置付けにある。

ボイラ構造物は、図1.1.2に示すように、ボイラ本体の熱膨張のため自立することができないため、支持構造で吊り下げられる構造となっている。その構造は、高層ビルに比べて非対称が強く、きわめて特殊な構造である。このため地震時に複雑な挙動を示し、その振動シミュレーション手法の確立がボイラ構造物の耐震信頼性評価における重要な課題である。

以上が、ボイラ構造物の耐震評価のための研究の必要性を示す背景である。ここで、ボイラのみならず、より広い範囲の産業施設の耐震研究と設計基準の変遷、その契機となる大地震の関係の歴史²⁾を、図1.1.3に示す。ボイラ構造物の耐震設計に関する取扱いは、屋内式であれば建築物、屋外式であれば電気工作物とみなされ、所轄官庁が異なるが、いずれの場合も建築基準法に基づいた耐震設計が要求される。したがって、建築基準法との関連性を中心に説明する。図1.1.3に示すように、産業施設の耐震研究は1964年の新潟地震、1968年の十勝沖地震をきっかけとして活発化し、ボイラ構造物についても、ボイラメーカーを中心として活発な研究が開始された。そして、1976年の宮城沖地震を契機として耐震設計法が見直されるとともに、ボイラ構造物においても、これまでの静的設計に対し、図1.1.4の耐震設計フローに示すように、動的解析の重要性が増大した設計手法が要求されるようになった。この内容は建築基準法、あるいはそれに準拠した火力発電所耐震設計指針³⁾に沿うものであり、特に60m以上の高さのプラントに対しては動的設計が不可欠とされている。

以上述べた大地震ではボイラ構造物は致命的な損傷を免れてきたが、1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)では過去にない重大な損傷^{4),5)}を被ることになった。

その際のボイラ構造物の被害状況は、第2章で述べるが、特徴的なことは、ボイラと支持構造を連結し、ボイラ本体の振り子運動を拘束する役目を持つ装置(以下、振れ止め装置と略す)の損傷が目立つことである。着眼点を変えれば、この振れ止め装置の変形によって地震エネルギーが吸収され、本体の被害が軽減されたとも見なすことができ、耐震設計法の改善に対する貴重な示唆を与えるものと考えられる。

この震災の経験を貴重な経験として活かすべく、1996年度から1999年度までの4年間、通商産業省のプロジェクトとして「ボイラ構造物の耐震実証試験プロジェクト」が発足され、(財)発電設備技術検査協会からの依託で、著者が所属するバブcock日立(株)が本実証試験^{6)~13)}を受託することになった。

本実証試験では、発電設備の被害状況を踏まえて、各設備の現行耐震基準の妥当性の評価と耐震性確保のため対応策を検討し、その検討結果を基に実機を模擬した大型モデルの大型振動実証試験等によりボイラ構造物の耐震信頼性を実証することを目的として推進す

することになった。具体的には、1996年度から1999年度までの4年間で、以下を実施することになり、この実施内容^{6)~13)}を本論文に纏めた。

1996年度は実証試験に先立ち、既設ボイラの設計実績及び過去の地震被害例^{4), 5)}等の実態調査と分析を行うとともに基本試験計画の策定・検討を実施した。本検討について第2章で述べる。

1997年度は、対象とするボイラプラント及び振れ止め装置のタイプを検討し、予備解析を行った上で実証試験の詳細計画及び試験体の詳細設計・製作を行った。その詳細は、第3章で述べる。

1998年度は、本実証フローに基づき、要素試験及び科学技術庁防災科学技術研究所の大型振動台での全体系振動試験を実施した。この試験結果は、第4章で述べる。

1999年度は、上記4年間のプロジェクト期間に得られた結論よりボイラ及び付属構造物の耐震安全性についての評価と構造改良の提案を行った。本内容については、第5章で述べる。

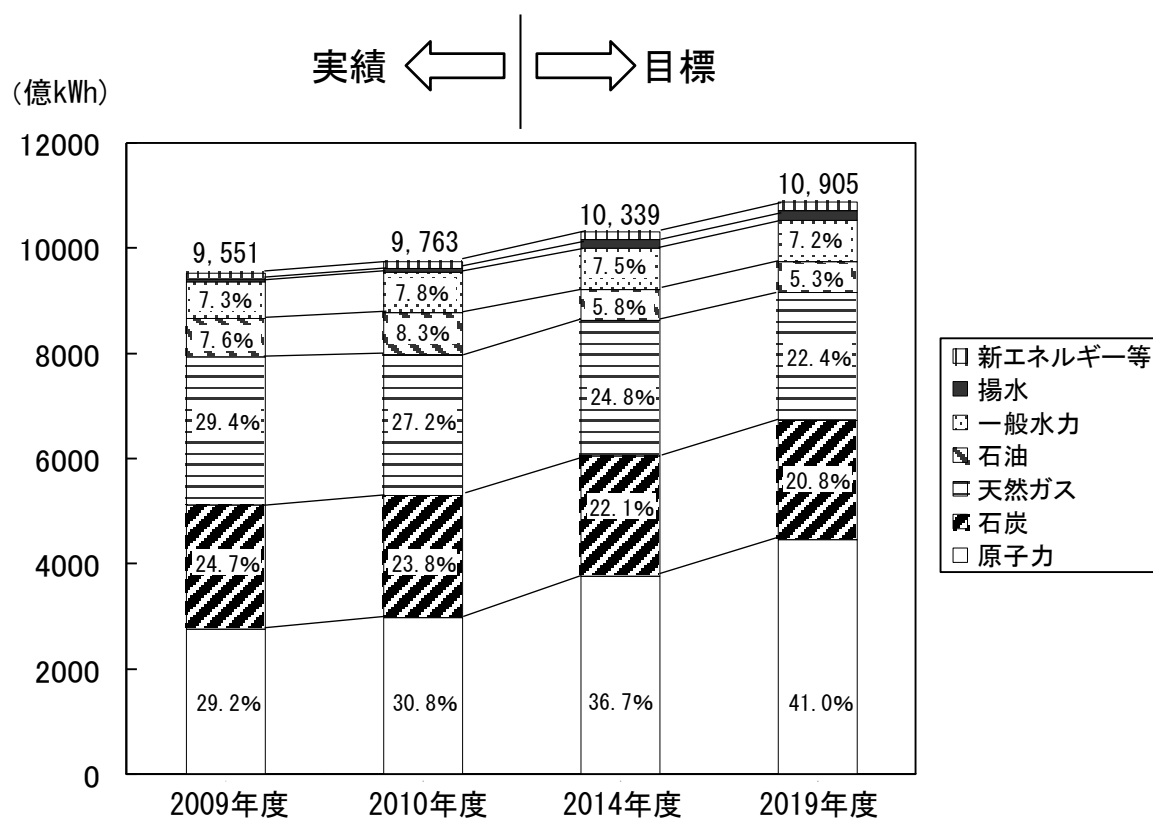


図1.1.1 我が国におけるエネルギー資源比率の変遷状況¹⁾

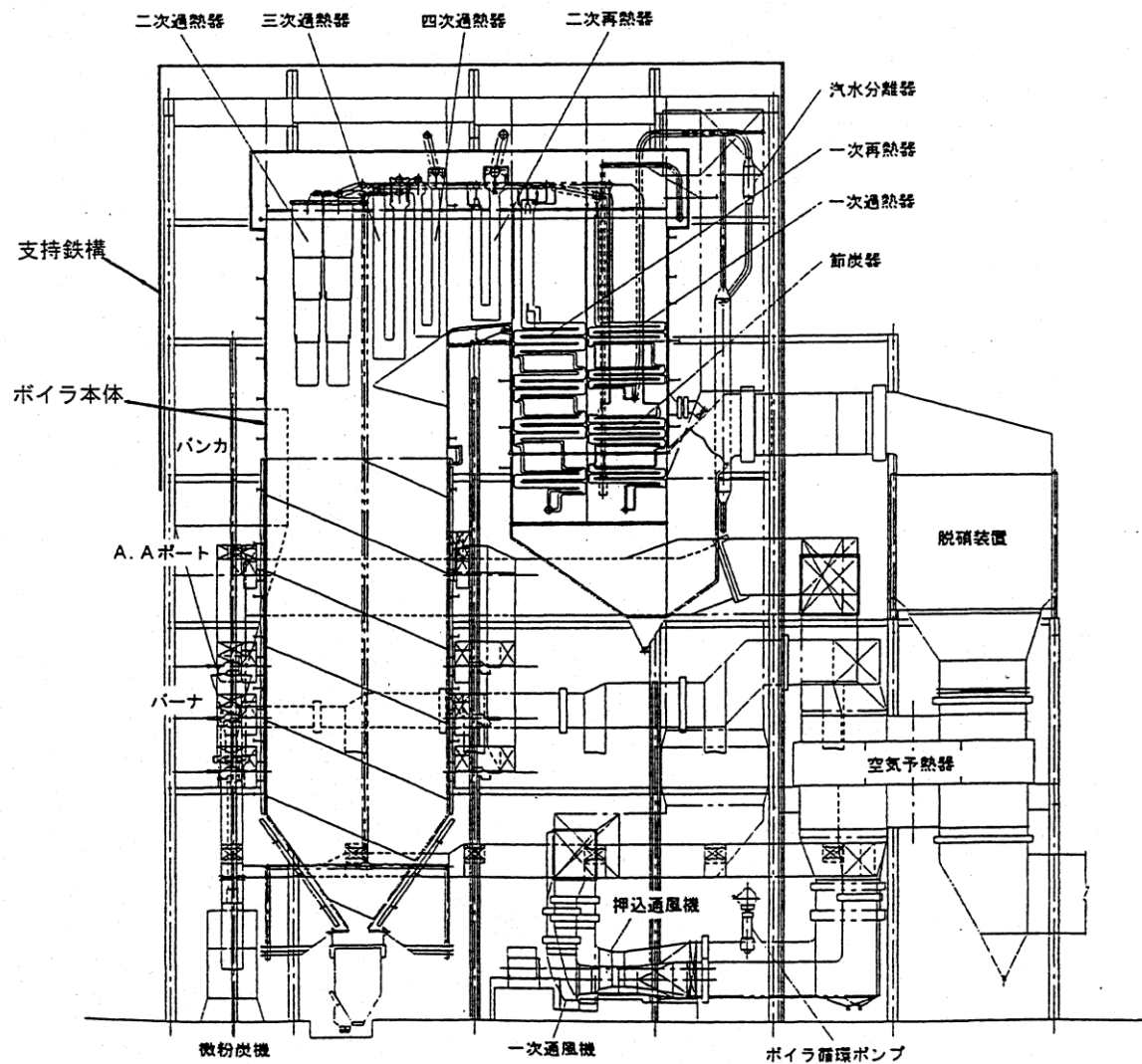


図1.1.2 ボイラ構造物の概要

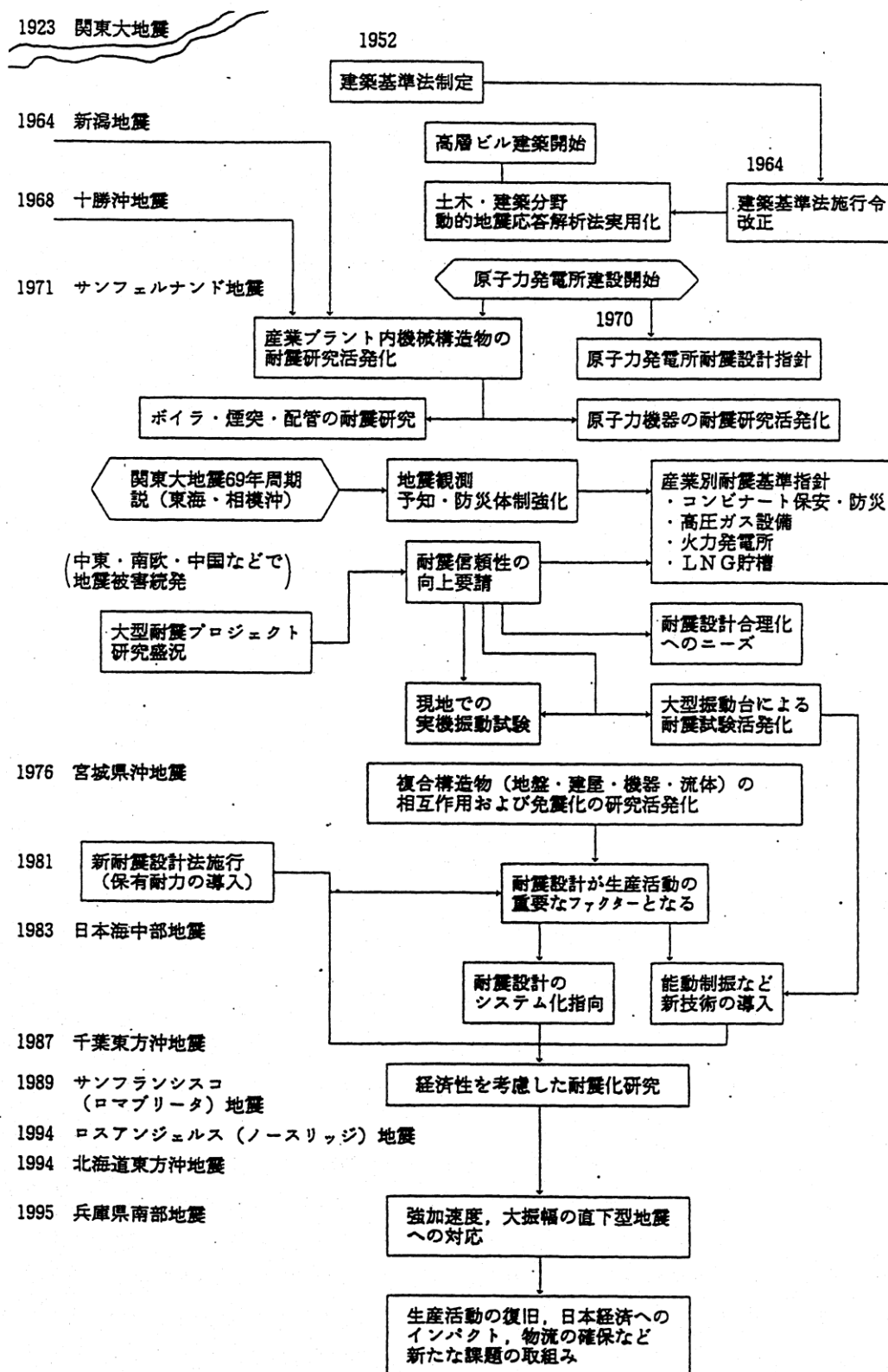


図1.1.3 機械工学的視点からの耐震技術の流れ²⁾

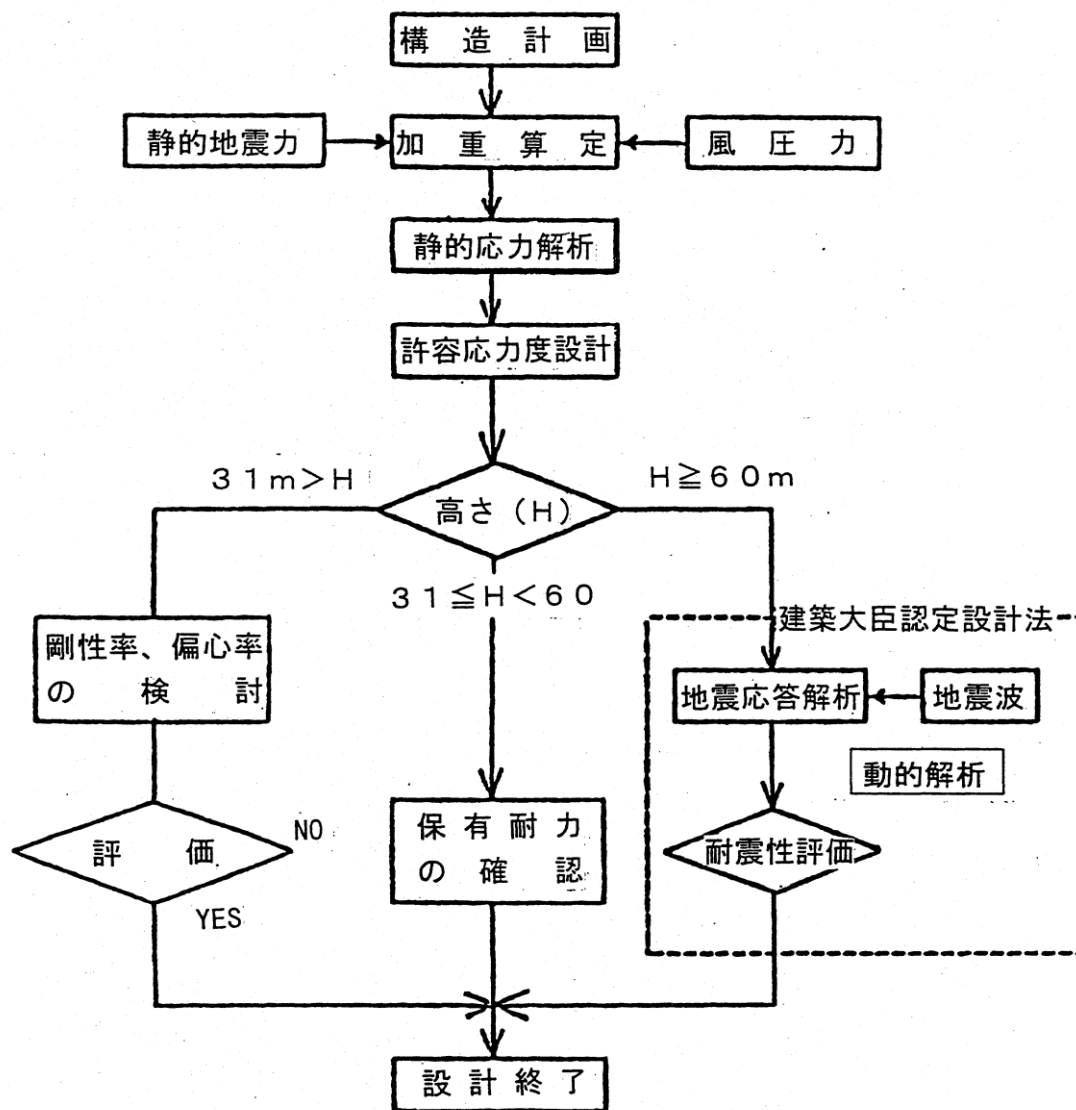


図1.1.4 ボイラ構造物の耐震設計の流れ

2. ボイラ構造物とその耐震設計の概要

本章では、ボイラの構造と地震応答挙動の面からみた特徴、耐震設計法の概要、その際に実施する数値計算におけるモデル化方法について述べる。

最初にボイラの構造を構成する支持構造、ボイラ本体、および両者を連結する振れ止め装置(別称、サイスミックタイとも呼ばれる)の構造を詳細に述べる。特に、振れ止め装置という局所的な装置の特性、配置により、ボイラ構造物の振動特性は大きな影響を受けることから、振れ止め装置に焦点を当てて構造を説明する。

次に、建築基準法に基づいた耐震設計が要求されるボイラ構造の耐震設計法の概要について述べる。緒言で述べたように、1976年の宮城沖地震を契機として耐震設計法が見直されるとともに、ボイラ構造物においても、これまでの静的設計に対し、動的解析の重要性が増大した設計手法が要求されるようになった。この内容は建築基準法、あるいは、それに準拠した火力発電所耐震設計指針³⁾に沿うものであり、特に60m以上の高さのプラントに対しては動的設計が不可欠となった。ここでは以上の背景のもとに実施されている耐震設計の流れを概説する。

最後に、地震応答数値計算モデルについて、従来の研究に基づいて開発された多質点集中質量モデル化方法の概要を述べる。ここで本研究では、振れ止め装置による地震エネルギー吸収機能を活用してボイラ本体と支持構造の応答は線形範囲に留めることを目的としていることから、振れ止め装置のみを弾塑性部材として考慮し、他の構造は弾性体として取扱う。

2. 1 ボイラの構造の特徴

ボイラ構造物は、その概要を図1. 2. 1に示すようにボイラ本体とそれを支持する支持構造から成る。ボイラ本体の熱膨張による伸縮を逃がすため、ボイラ本体は支持構造上部の梁から吊り下げられる構造となっている。ボイラ本体は、図1. 2. 2に示すように箱型構造であり、バーナ燃焼ゾーンである火炉と、図1. 2. 1に示す再熱器、過熱器、節炭器の各伝熱管群を内蔵するケージ部の二つから成る。これらの部分はいずれも図1. 2. 3(2)に示すように伝熱管同士を平板でつないだ炉壁と称する平面構造によって形成されている。その剛性を補強すべく、水平及び垂直報告にのびるバックステーと称するH型鋼が取付けられている。その配置の一例を図1. 2. 3(1)に示す。ボイラ構造物は、風、地震により主として水平方向に大きな荷重が作用するが、この荷重によるボイラ本体の振り子運動を拘束すべく、バックステーと支持構造とを振れ止め装置で連結している。振れ止め装置の一例として、リンク式振れ止め装置の構造を図1. 2. 4に示す。ボイラ本体の垂直方向の熱膨張は逃がし、水平方向運動のみを拘束する構造となっている。ボイラ構造物の振動特性は、これら振れ止め装置の配置、荷重/変形特性に大きく依存する。

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)において、最も損傷が顕著であった部位が振れ止め装置であり。逆の見方をすれば、振れ止め装置の損傷によりボイラ本体や支持構造の損傷が軽減されたものと考えられる²⁾。

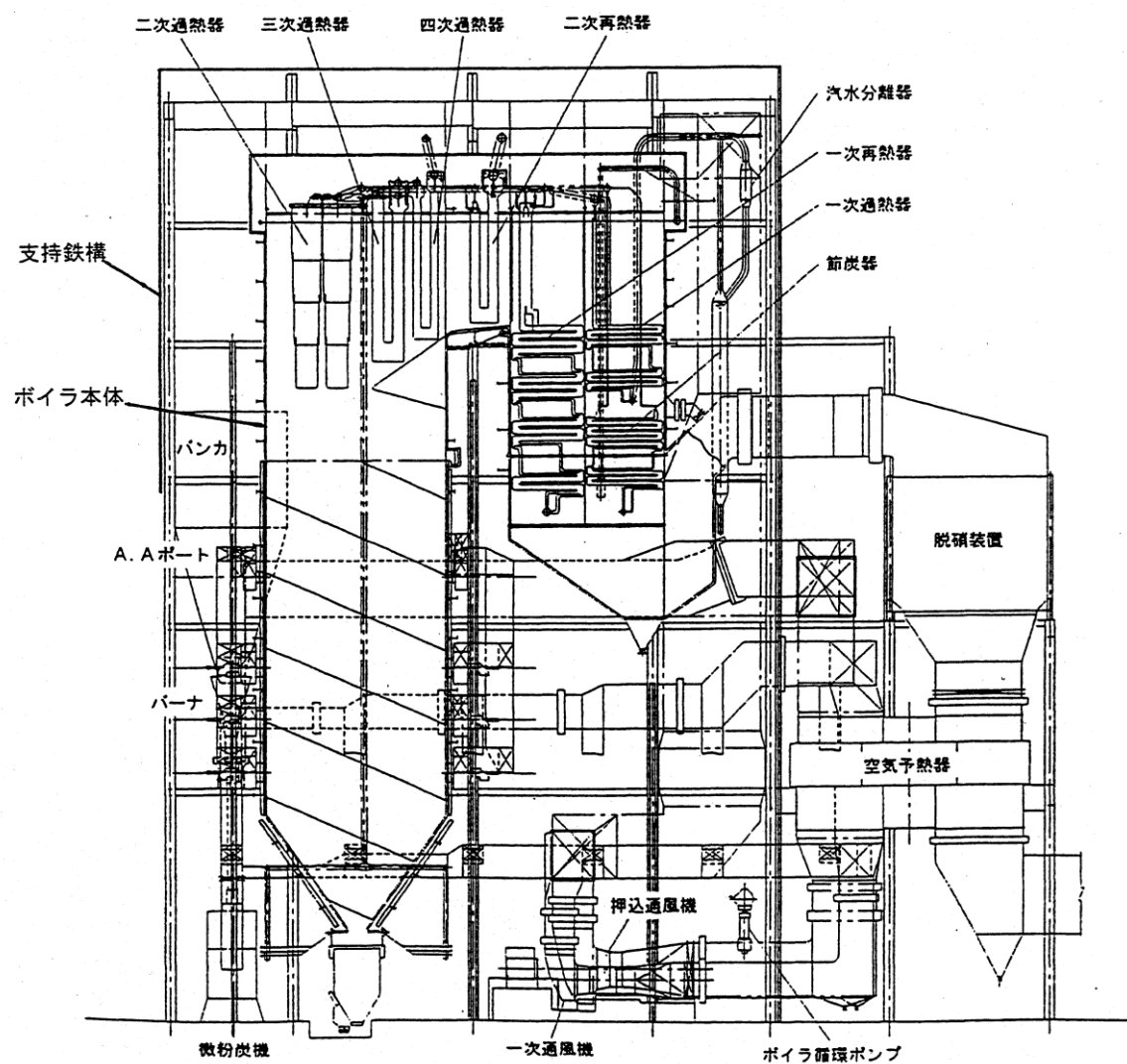


図1.2.1 ボイラ全体構造の概要

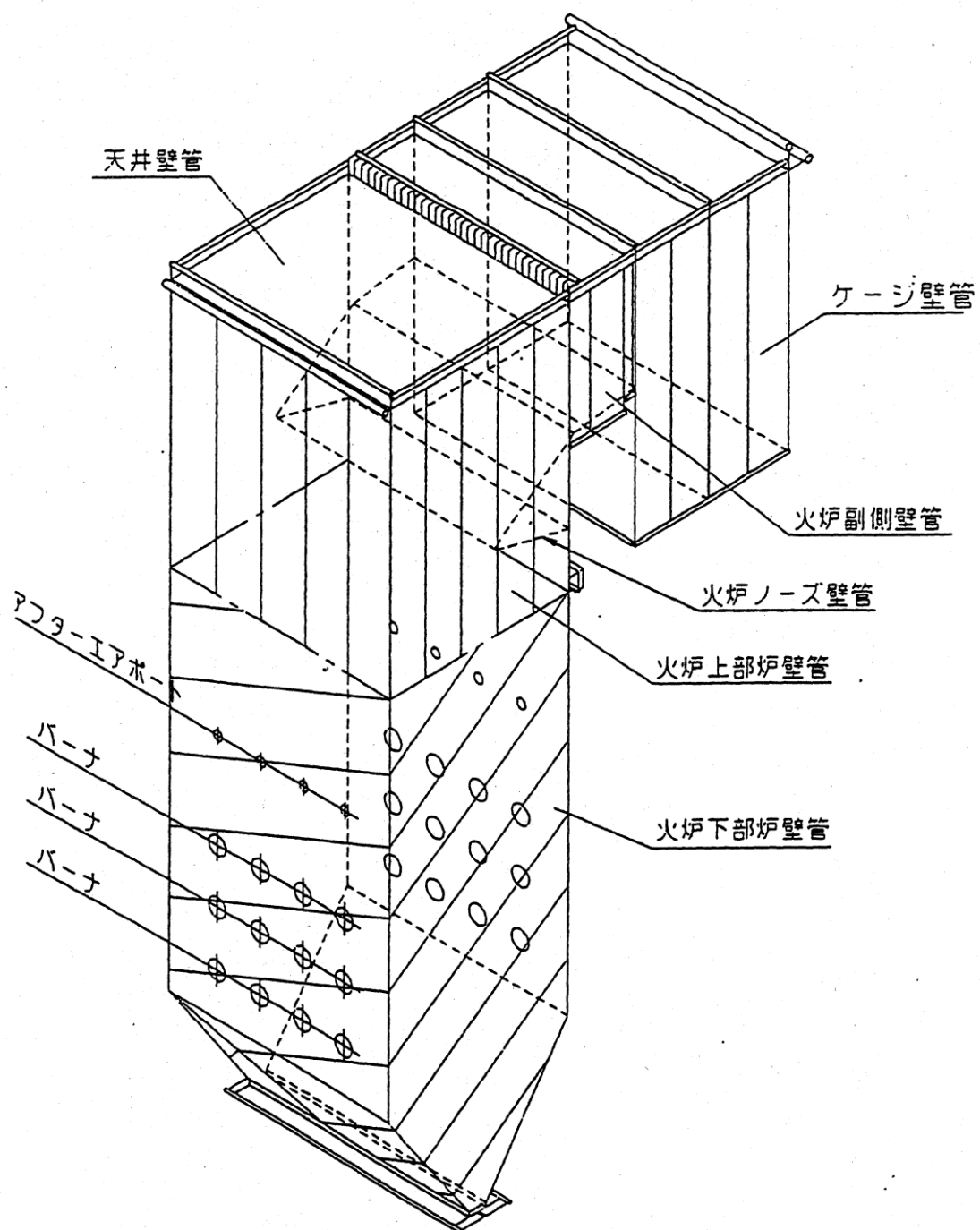
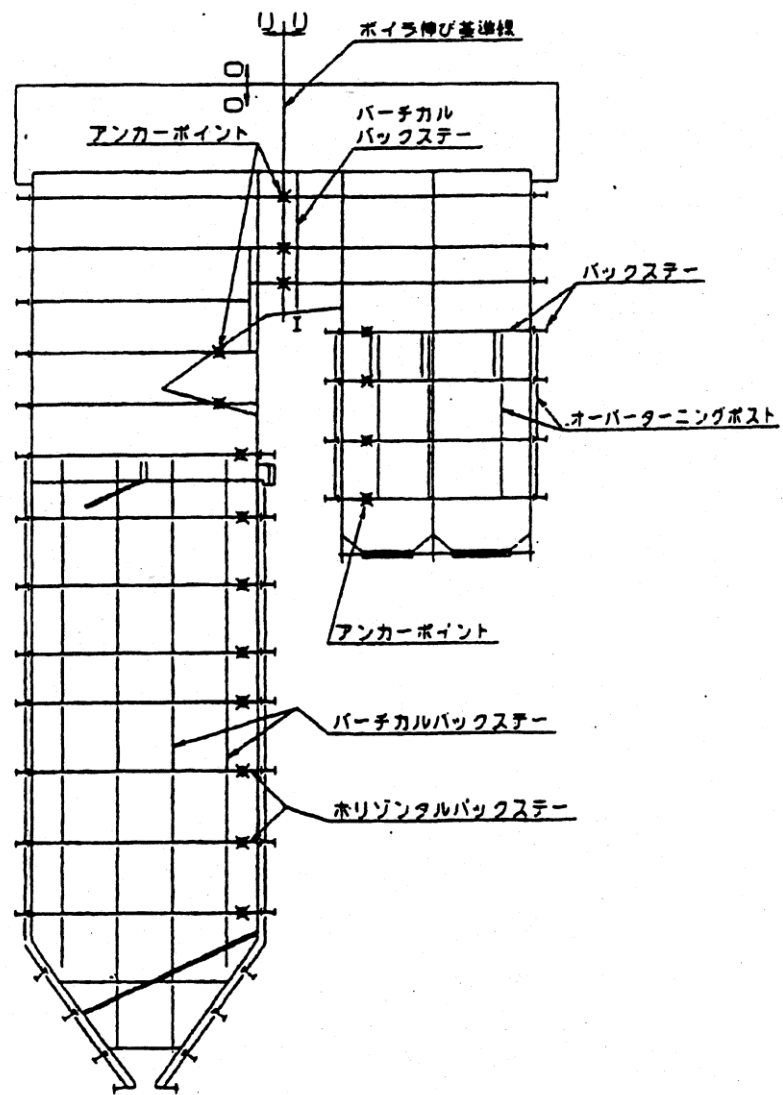
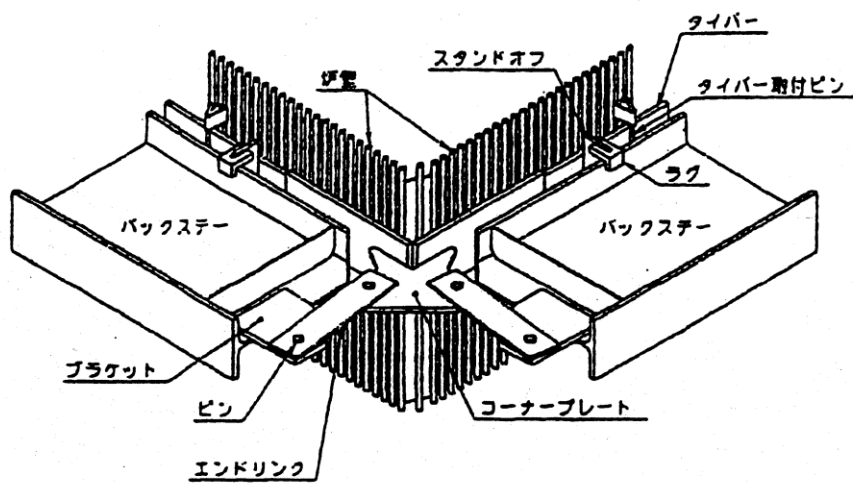


図1.2.2 ボイラ本体構造の概要



(1) バックステーの配置



(2) コーナー部の詳細

図1.2.3 ボイラ本体詳細構造

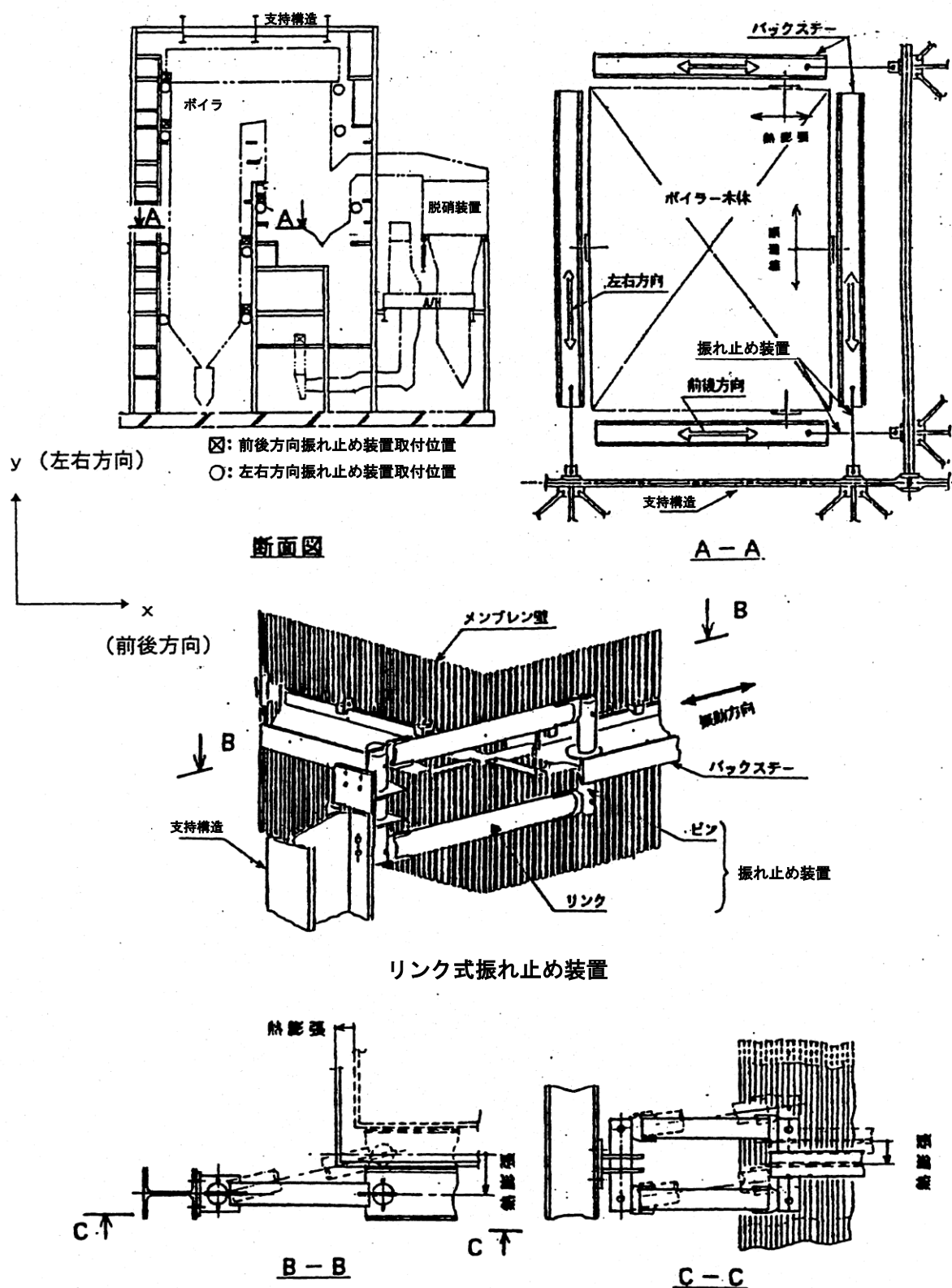


図1.2.4 振れ止め装置の配置と構造

2. 2 耐震設計の概要

新潟地震，十勝沖地震および宮城県沖地震の発生を機に建築物の耐震安全性に対する関心が高まり，昭和56年に建築基準法の改定がなされた。ボイラ建造物の耐震設計の拠り所である火力発電設備耐震設計指針³⁾はこの基準に準拠している。

図1. 2. 5に火力発電設備耐震設計指針に示されている具体的な耐震設計フローを示す。この図は，図1. 1. 4をより詳細に示したものである。最初に，従来の改定前の建築基準法ベース，つまり震度法を適用するか否かを判定する。建造物の高さが31m以下でかつ特殊な設計でない場合には震度法の適用が許容される。それ以外の場合については，最初に中地震の検討，続いて大地震に対する検討がなされる。中地震の検討では，建造物の振動特性を簡便な方法で加味し，高さ方向の地震荷重分布を見直した修正震度法に基づいて，支持構造の応力，層間変形角が許容値以内にあることを確認する。

これに続く大地震に対する検討方法は支持構造の高さによって異なっている。高さ60m以下のプラントでは修正震度法に基づく地震荷重分布に対し，高さ方向の剛性分布の均一性を表す剛性率，重心と剛心の一致度をあらわす偏心率，あるいは建造物の“ねばり”を表す保有水平耐力を評価する。高さ60m以上のボイラでは，フローの右下に示すように，動的解析に基づく耐震設計が要求される。

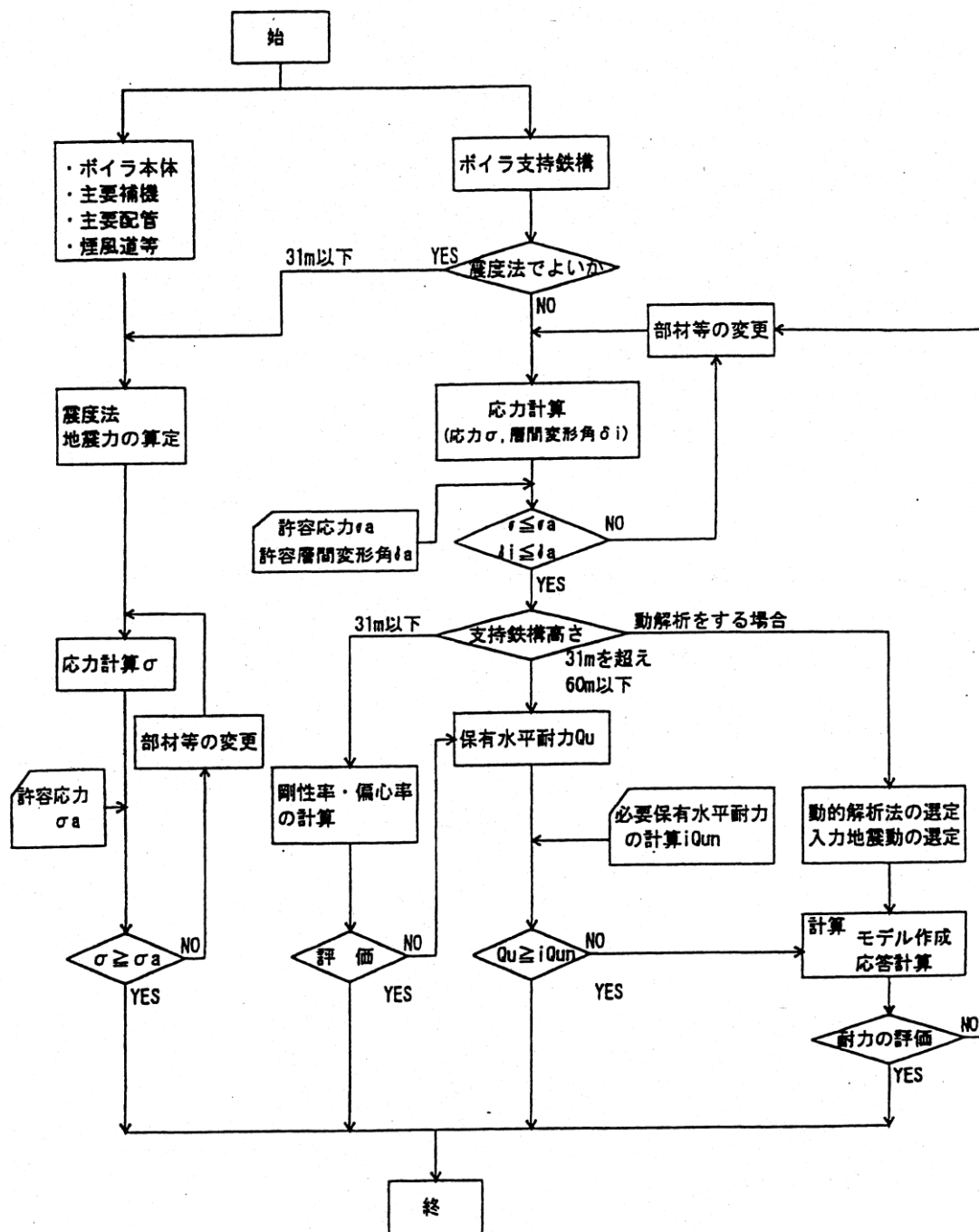


図1.2.5 ボイラ耐震設計の流れ

2. 3 ボイラ構造物のモデル化手法

地震応答数値計算モデルについて、従来の研究に基づいて開発された多質点集中モデル化手法の概要を述べる。ここで本研究では、振れ止め装置による地震エネルギー吸収機能を活用してボイラ本体と支持構造の応答は、極力線形範囲に留めることを目的としていることから、振れ止め装置のみを弾塑性部材として考慮し、他の構造は弾性体として取り扱うのに適したモデル化手法を中心に説明する。動的解析においては一般に有限要素モデルが使用される。実設計の観点からはモデル作成作業、計算効率の面で有利な自由度の少ないモデルが望ましいが計算精度が劣化するおそれがある。以下、計算効率と計算精度の観点から、これまでに提案され、あるいは実設計で使用されているモデルの特徴について述べる。

図1.2.6に示すモデルは構造物をなるべく忠実にモデル化したもので、ここではフルモデルと称する。支持構造については、主要な梁、柱部材は忠実にモデル化している。またボイラ本体については、伝熱管で構成された炉壁を曲げ剛性が等価な平板によりモデル化している。したがって全節点数は1000程度と大規模になる。このモデルは直接に各部材の応力まで求めることができるが計算時間がかかるため、主として材料の弾塑性を考慮しない線形解析、あるいは静的解析に使用される。また設計作業のフェーズでは、詳細構造が決まった最終段階での耐震性の検証に使用されることが多い。

フルモデルの問題点である計算効率の劣化を改善しつつ、支持構造の3次元性、複数の振れ止め装置で連結された複合構造といったボイラ構造物の特徴をなるべく低自由度で表すことを目的に、図1.2.7に示すモデルが開発されている¹⁴⁾。このモデルでは、ボイラ本体は曲げ剛性が等価な集中質点バネでモデル化される。また支持構造は地震入力方向の同一面内にある柱を束ねて1本の等価なせん断バネに置き換え、これらを互いに水平方向のバネ(図中、床バネと称す)で連結してモデル化されている。そしてボイラ支持構造を表すこれらの部分モデルは振れ止め装置を表す複数のバネで連結される。このモデルの節点数は50程度とフルモデルに比べて200分の1程度となり、計算効率もよいので振れ止め装置の弾塑性を考慮した時刻歴地震応答解析を効率よく、しかも高精度に実施できる点が特徴である。

これに対し、図1.2.8に示すモデルはさらに自由度を低減したもので、必要最小限の自由度で、複合構造体としてのボイラの動的挙動、あるいは構造非対称性によるねじれ挙動といったボイラ構造物の特徴を再現することができる。このモデルは初期の設計段階で動的挙動を検討する場合に便利である。

以上が振れ止め装置の弾塑性挙動を効率よく計算するために開発されたモデル化手法の概要である。

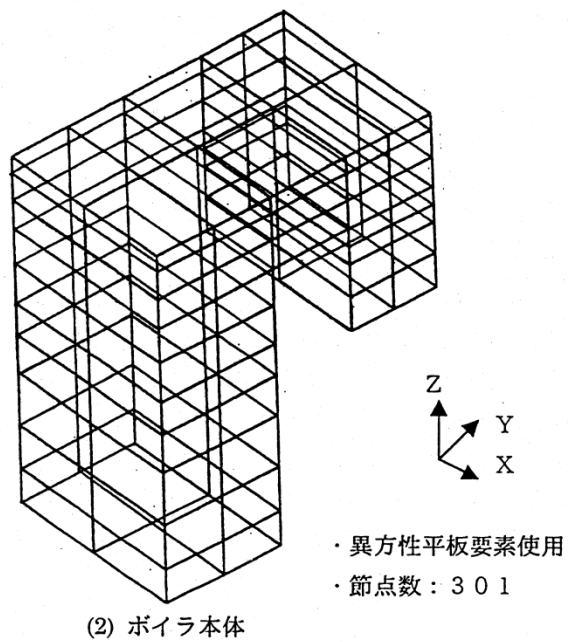
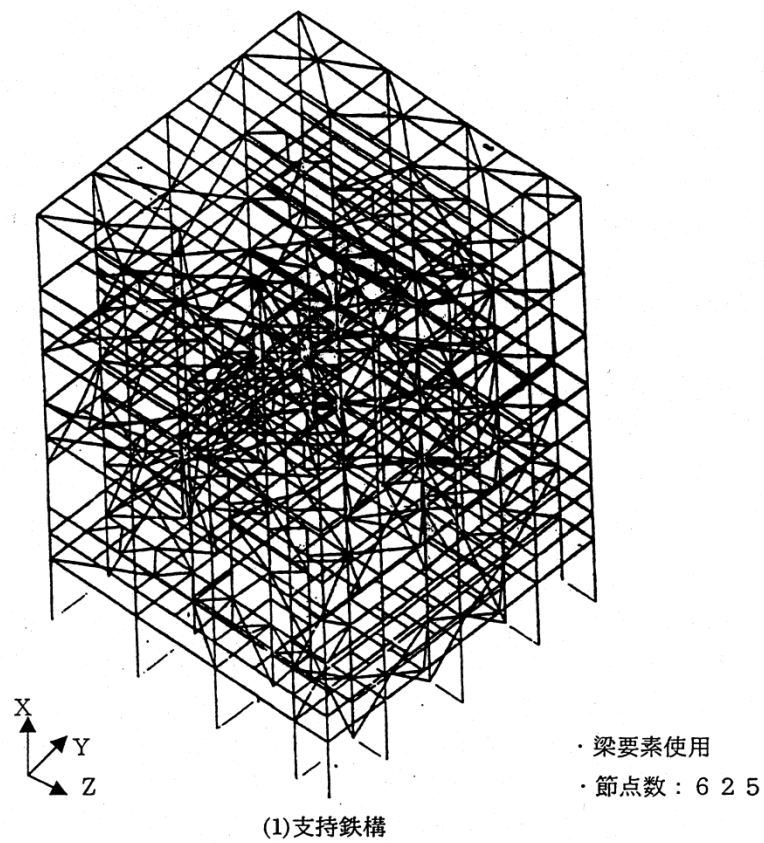


図1.2.6 ボイラ構造のモデル化：フルモデル

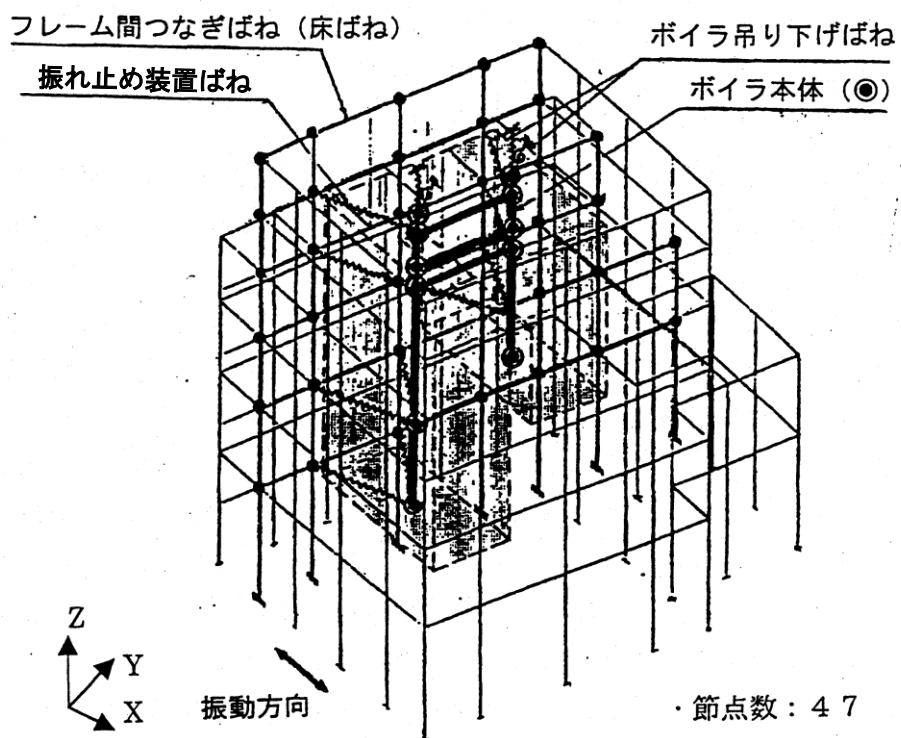


図1.2.7 ボイラ構造のモデル化：縮合モデル1

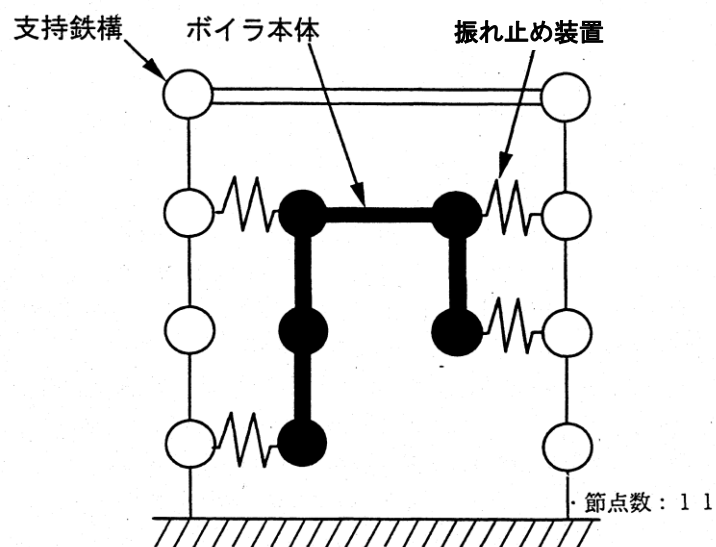


図1.2.8 ボイラ構造のモデル化：縮合モデル2

3. ボイラ構造物の耐震実証試験の概要

3. 1 経緯

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)は、土木・建築構造物に甚大な被害をもたらした。発電設備においても停電等の被害が発生した。

発電設備は、地震に対して一般の建造物より厳しい静的解析を行うとともに、地域の特殊性を加味して万全を期して設計されているものの、この震災の経験を貴重な経験として活かすべく、通商産業省のプロジェクトとして、ボイラ構造物の耐震実証試験を実施した。具体的には、発電設備の被害状況を踏まえて、各設備の現行耐震基準の妥当性の評価と耐震性確保のため対応策を検討し、その検討結果を基に、実機を模擬した大型モデルの大型振動実証試験等によりボイラ構造物の耐震信頼性を実証することになった。

3. 2 実証試験の目的

本実証試験は、ボイラ及び付属設備を対象とし、実機を模擬した大型モデルを使った振動試験等により現行の耐震基準^{3),7)}の妥当性の検討と、高レベル地震動に対する耐震信頼性の確保及び耐震性の向上のための提案を目的としている。実証試験は、平成8年度から11年度までの4年間実施された^{6)~13)}。

実証試験の全体フローを図1.3.1に示す。1996年度は実証試験に先立ち、既設ボイラの設計実績及び過去の地震被害例^{4),5)}等の実態調査と分析を行うとともに基本試験計画の策定・検討を実施した⁶⁾。本検討について第2章で述べる。

1997年度は、対象とするボイラプラント及び振れ止め装置のタイプを検討し、予備解析を行った上で実証試験の詳細計画及び試験体の詳細設計・製作を行った⁷⁾。その詳細は、第3章で述べる。

1998年度は、本実証フローに基づき、要素試験及び科学技術庁防災科学技術研究所の大型振動台での全体系振動試験を実施した⁸⁾。この試験結果は、第4章で述べる。

1999年度は、上記4年間のプロジェクト期間に得られた結論よりボイラ及び付属構造物の耐震安全性についての評価と構造改良の提案を行った⁹⁾。本内容については、第6章で述べる。

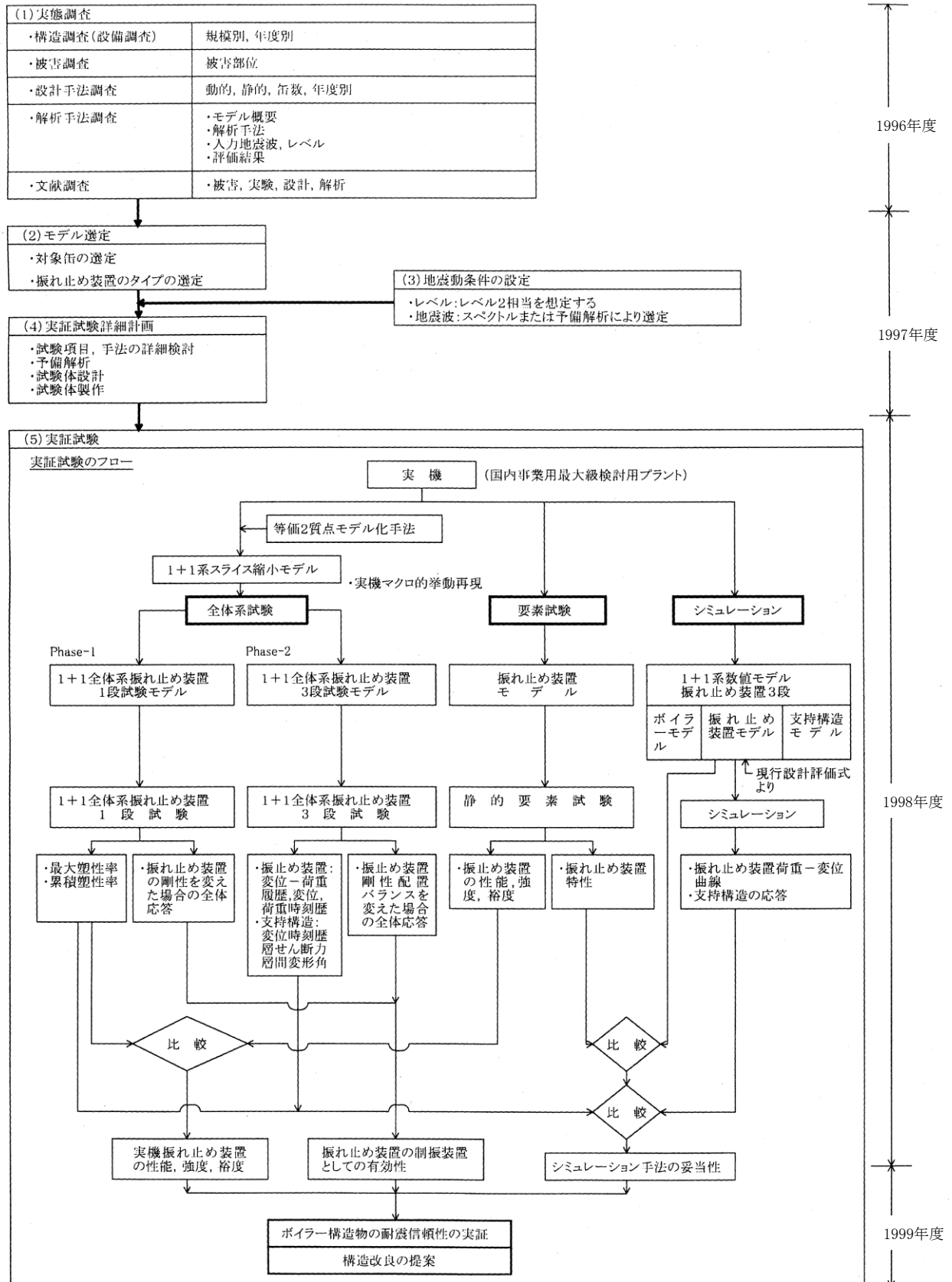


図1.3.1 耐震実証試験全体フロー

3. 3 実証試験の対象となるボイラ構造物

ボイラ構造物は建築基準法及びこれを準用した火力発電所の耐震設計基準(JEAG3605)³⁾により設計が行われているが、建築基準法は昭和55年に改訂され旧基準(昭和25年施行)による震度法から、高さが60mを超える場合は建築センターの評定を得て、建設大臣の許可を得ることを含めた修正震度法(新耐震設計法)¹⁵⁾に移行しており、現在運転中の事業用ボイラは新旧両基準で設計されたものが存在している。

本実証試験の目的は、「振れ止め装置の振動試験を実施し、より耐震性の向上した構造形式を提案する」ことである。よって本実証試験では、ボイラ構造物の特色であるボイラと支持構造の連成を考慮し、連成系の動解析によって設計された大型ボイラを主な対象とする。支持構造にボイラ重量を付加し震度法により設計された旧基準のボイラについては、解析ベースでの検討を加える程度にとどめ、バックフィットは本実証試験では行わない。

連成系の設計手法では、ボイラと支持構造を結ぶ振れ止め装置が重要な要素となる¹⁶⁾。ボイラ重量を支持構造に付加する一体設計法では振れ止め装置が負担するボイラ重量に対して振れ止め装置の特性値を一元的に定められるが、連成系設計法では動解析により設計クライテリアに収まるようパラメトリックに決定する必要があるとともに、決定した振れ止め装置の特性は全体の応答挙動に大きな影響を及ぼす。また、最近の設計では、ボイラ本体や機器類を保護するという思想から、振れ止め装置を積極的に変形させ地震エネルギーを吸収する制振装置として捉えている^{17)~20)}。したがって、振れ止め装置が継続時間中その機能を保持し続けることが連成系設計法の前提条件であり、これが実証すべき項目の一つである。また、ボイラと支持構造を別々の構造体として捉える連成系の設計手法そのものも実証する必要がある。

振れ止め装置の健全性確認と同時にボイラ構造物全体、すなわち支持構造、ボイラ本体、配管、機器等についての耐震安全性確認を行う必要があるが、上述したように振れ止め装置によって他の機器の安全も期待できることから、本実証試験では主として支持構造について検討することとし、ボイラ本体を含むその他の機器については省略もしくは簡略な検討のみにとどめる。

3. 4 実証方法

実証目的を達成する手段として、下記の検討項目について検証を行った。

(1) 振れ止め装置の性能・強度・裕度

振れ止め装置そのものの仕様を把握する。

(2) 支持構造ーボイラ連成系での応答を考慮した実機振れ止め装置の耐震性

実機に取り付けられている振れ止め装置の耐震性が(1)の特性に対してどのくらいの裕度を有するかを検証する。

(3) 振れ止め装置の特性とバランス配置が全体応答へ与える影響の検討

振れ止め装置の剛性を柔から剛へと変えた場合や数段ある振れ止め装置の剛性バランスを変えた場合に支持構造とボイラの応答にどのような影響があるのかを把握し、振れ止め装置の制振装置としての有効性を確認する。

(4) シミュレーション手法の妥当性検討

振れ止め装置の弾塑性特性値と支持構造、ボイラのモデル化について検証を行い、シミュレーションの精度を把握する。

(5) 支持構造の耐震安全性

高レベル地震時に支持構造が崩壊しないかどうか検証する。

これら検討項目に対して下記の試験を実施し評価を行う。

(a) 要素試験

要素試験は、動的解析で用いている振れ止め装置単体の特性を検証し、設計で用いる振れ止め装置の機能を満足するかを検証することを目的に以下を確認した。

(i) 振れ止め装置の力学的特性の把握

(ii) 振れ止め装置の耐久性（累積塑性変形量）の把握

(b) 全体系試験

全体系試験では縮尺された支持構造とこの支持構造の天井から吊り下げられたボイラモデル、そして縮尺比1/3の振れ止め装置から成る試験体において、振れ止め装置を支持構造重心部に1段取付けたものと上下方向に3段取付けた2種類のモデルを考えた。

(i) Phase-1；振れ止め装置1段試験体モデルによる試験

本試験は、実機振れ止め装置の制振機能及び耐久性を確認する。本試験体モデルは想定した実機のボイラ及び支持構造をそれぞれ1自由度に縮合した1+1質点系モデルである。

(ii) Phase-2；振れ止め装置3段試験体モデルによる試験

吊り構造であるボイラ特有の動きを考慮し、高さ方向に3段の振れ止め装置を配置した形でシミュレーション手法の精度の検証を行う。合せて各振れ止め装置の特性及び配置バランスの違いによる全体応答への影響を把握することにより、制振装置としての振れ止め装置の有効性を検証する。また、振れ止め装置の配置と剛性を適正化した制振設計手法の有効性を検討する。

以上述べた実証方法の目的、方法、成果等をまとめたものが図1.3.2である。

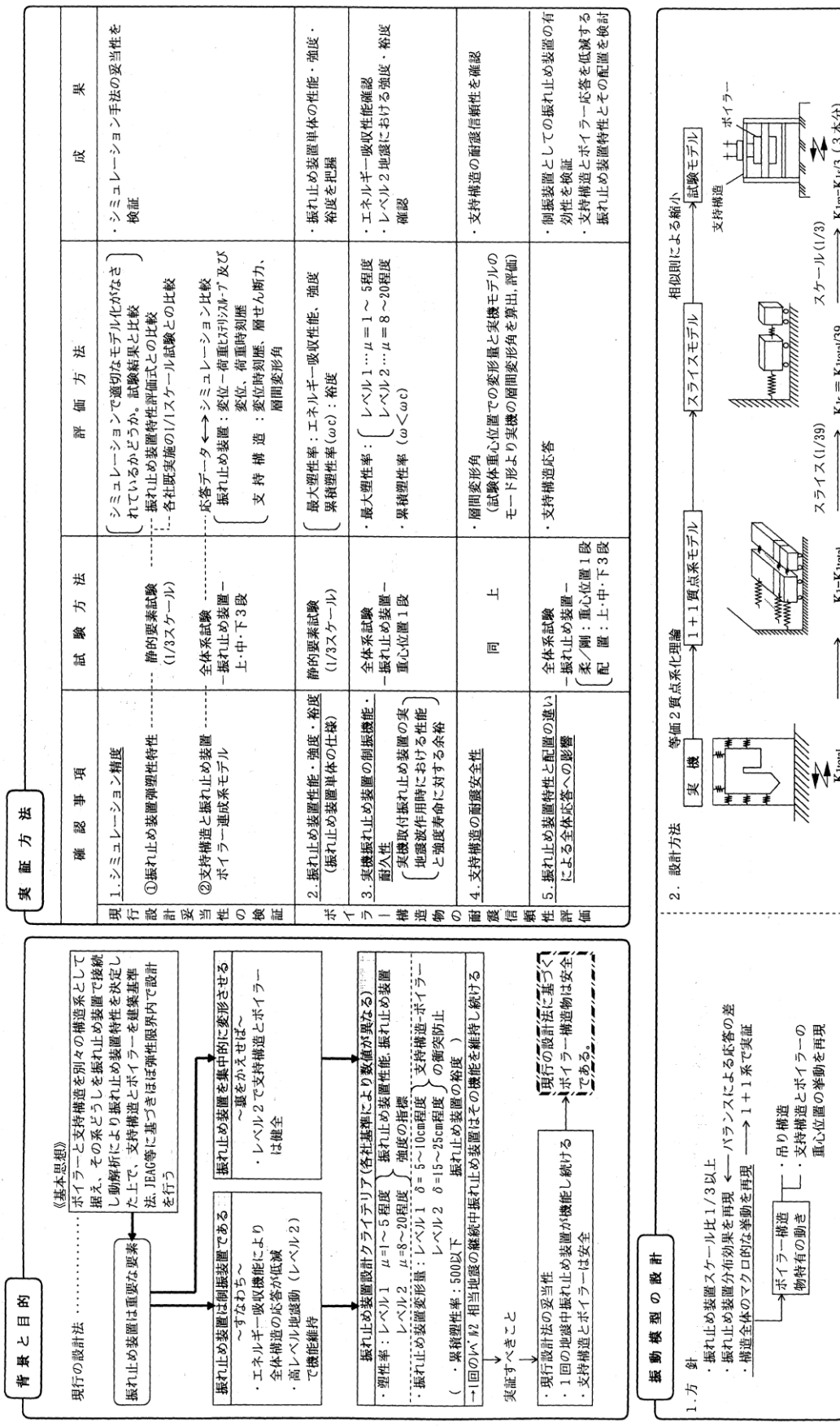


図1.3.2 ポイラー耐震実証試験ストーリーと試験方法

4. 結言

本論文は、その目的にあわせ、全6章から構成される。各章の目的は以下の通りである。

第1章 序論

本研究の対象であるボイラ構造物とその耐震設計の概要、及びボイラ構造物の耐震実証試験の概要について述べる。

第2章 ボイラ構造物の地震被害実態調査

国内事業用ボイラ116缶について、ボイラ構造物の地震被害の実態調査と分析を行うとともに、耐震基準と解析手法に関して調査する。

第3章 ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定と試験体設計

ボイラ構造物の特色であるボイラと支持構造物の連成を考慮し、動解析により設計された実機ボイラの中から対象モデルプラントを選定し、大型振動台で耐震実証用の試験体を設計する。

第4章 ボイラ構造物の耐震実証試験

正弦波状の繰返し変位を負荷する要素試験で振れ止め装置の荷重変位特性を測定し、大型振動台を用いたボイラ支持構造全体系の振動試験で耐震信頼性を実証する。

第5章 シミュレーションに基く実機ボイラ構造物の耐震性評価

全体系試験結果を用いて、振れ止め装置で支持構造とボイラを連結した連成構造物モデルの解析モデルの妥当性を確認するとともに、振れ止め装置の要素試験結果を用いて新たな解析モデルを提案した。

第6章 結論

本研究をまとめるとともに、本研究の結果を鳥瞰し、社会的背景と照らし合わせることで、今後の波及効果や展望を述べる。

5. 参考文献

- 1) 経済産業省, 平成22年度電力供給計画の概要について, pp. 1~4(2010-3-31)
- 2) 鈴木, 機械設備の地震被害と耐震技術, 日本設備管理学会誌, Vol. 7, No. 4, 1996, pp. 272-278
- 3) 電気技術基準調査委員会, 火力発電所の耐震設計指針-JEAG3605-1991, 電気技術指針 火力編, 1992, pp. 370-372
- 4) 関西電力(株): 阪神・淡路大震災復旧記録, 1995.
- 5) 佐野 真章: 阪神大震災 電力設備の被災と復旧, 電気通信, Vol. 58, No. 584, 1996.
- 6) 平成8年度 電力施設地震対策調査に関する調査報告書(発電設備耐震信頼性実証試験, ボイラー及び付属設備の耐震実証試験に関するもの, 1997. 3
- 7) 平成9年度 電力施設地震対策調査に関する調査報告書(発電設備耐震信頼性実証試験, ボイラー及び付属設備の耐震実証試験に関するもの, 1998. 3
- 8) 平成10年度 電力施設地震対策調査に関する調査報告書(発電設備耐震信頼性実証試験, ボイラー及び付属設備の耐震実証試験に関するもの, 1999. 3
- 9) 平成11年度 電力施設地震対策調査に関する調査報告書(発電設備耐震信頼性実証試験, ボイラー及び付属設備の耐震実証試験に関するもの, 2000. 3
- 10) 相田, 応和, 丸山, 西田, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: 実機ボイラ構造物連結部の弾塑性挙動による制振効果の実証実験, 日本機械学会論文集(C編), 68巻676号, pp. 67-73, 2002. 12
- 11) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: ボイラ構造物弾塑性連結部の振動エネルギー吸収性能, 日本機械学会論文集(C編), 70巻690号, pp. 47-52, 2004. 2
- 12) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: 弾塑性連結部の剛性分布を最適化したボイラ構造物の制振効果に関する実証試験, 日本機械学会論文集(C編), 70巻698号, pp. 27-31. 2004. 10
- 13) K. Aida, Y. Owa, K. Suzuki and S. Fujita; Evaluation of Aseismic Reliability of Actual Boiler Structures and a Study on Design of Seismic Ties Based on Proof Tests Using a Large Scaled Shaking Table, Transactions of the ASME Journal of Pressure Vessels Technology, Vol. 126, No. 1, pp. 46-52, 2004. 2
- 14) 武藤ほか, 火力発電ボイラ建屋の弾塑性地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演会 概要集, 1984, pp. 1401-1406
- 15) 建設省: 建築基準法施行令, 1980.
- 16) S. Uchiyama: ボイラ建屋の耐震用タイのパラメータスタディ, Congr Rep 13th Congr Int Assoc Bridg Struct Eng, pp. 747~752, 1998.
- 17) E. Nishida, K. Suzuki, T. Yasuda, Y. Ohwa: OPTIMUM DESIGN OF CONNECTING ELEMENTS IN COMPLEX STRUCTURES AND ITS APPLICATION TO ASEISMIC DESIGN OF BOILER PLANT STRUCTURES, ASME-PVP, Vol. 237-1, pp. 109~114, 1992.
- 18) 西田, 鈴木, 安田: 弾塑性連結部材を有する複合構造物の最適設計とボイラ耐震設計への適用, 日本機械学会, 1992.
- 19) 西田, 鈴木, 安田: 複合構造物連結部材の最適設計とボイラ耐震設計への適用(粘弾性受動型制振法による最適化), 日本機械学会論文集(C編), 59巻 588号, 論文No. 92-0575, pp. 347~352, 1993. 2.
- 20) T. Yasuda, E. nishida, K. Suzuki: DEVELOPMENT OF ENERGY ABSORBING SEISMIC TIES FOR ASEISMIC DESIGN OF BOILLER PLANT STRUCTURES, ASME-PVP, Vol. 275-2, pp. 99~103, 1994.

第2章 ボイラ構造物の地震被害実態調査

1. 緒言（実態調査の概要）

兵庫県南部地震が発生した1995年以前に運転開始されたボイラ構造物を対象とし，その耐震信頼性の実態を把握するため，調査表記入方式による実態調査と文献^{1)～10)}による調査を実施した^{11)～15)}。

1.1 調査方法

表2.1.1に示す電力会社及びボイラメーカーに，表2.1.2に示す調査表を配布し，アンケート形式で調査を行なった。

1.2 調査対象範囲

調査対象範囲とその範囲選定理由を表2.1.3に示す。

表2.1.1 調査を実施した電力会社及びボイラメーカー

北海道電力(株)	中部電力(株)	九州電力(株)	石川島播磨重工業(株)
東北電力(株)	関西電力(株)	沖縄電力(株)	三菱重工業(株)
北陸電力(株)	中国電力(株)	電源開発(株)	バブcock日立(株)
東京電力(株)	四国電力(株)		

表2.1.3 調査対象範囲

調査対象範囲	理 由
・ 1965年から1996年に運転開始した 火力発電用事業用ボイラ (但し，廃缶になったボイラ，シーズン 火力のボイラを除く)	・ 建築基準法が改正された1981年を基準 とし，その前後15年間に運転開始した ボイラを調査するため。

表2.1.2 調査表(1/2)

発電所ボイラ設計資料・震害調査票 (1/2)									
発電所名		出力		kW		形式名称 簡略図			
発電所所在地		運転開始年				形式名称 簡略図			
地震種		I II III		該当するものに○		配置 (右欄に記号を記入)		右前後方向	
規模		幅 (W)		高さ (H)		柱		右前後方向	
構造部材		大梁		柱		大梁		右前後方向	
断面形状		鉛直アール		柱		大梁		右前後方向	
接合構造		鉛直アール		柱		大梁		右前後方向	
梁端支持荷重		ton		ton		ton		右前後方向	
ボイラ本体用り下げ重量		ton		ton		ton		右前後方向	
静解析条件		T 1 (sec)		T 2 (sec)		T 3 (sec)		右前後方向	
固有値		右前後方向		右左右方向		右上下方向		右前後方向	
モデル		振動型		振動型		振動型		右前後方向	
動		質点数		質点数		質点数		右前後方向	
入力波		速度		速度		速度		右前後方向	
レベール 1		(cm/s)		(cm/s)		(cm/s)		右前後方向	
レベール 2		(cm/s)		(cm/s)		(cm/s)		右前後方向	
振れ止め装置一覧		右前後方向に作用する振れ止め装置		右左右方向に作用する振れ止め装置		右上下方向に作用する振れ止め装置		右前後方向	
記号		取付バネ		取付バネ		取付バネ		右前後方向	
1								右前後方向	
2								右前後方向	
3								右前後方向	
4								右前後方向	
5								右前後方向	
6								右前後方向	
7								右前後方向	
8								右前後方向	
9								右前後方向	
10								右前後方向	
11								右前後方向	
12								右前後方向	
13								右前後方向	
14								右前後方向	
15								右前後方向	
振れ止め装置の設計条件								右前後方向	

表2.1.1.2 調査表 (2/2)

発 電 所 名									
発電所ボイラ設計実績・被害調査票 (2/2)									
地 震 名 称	発生年月日	年	月	日	振 害 記 録				
	マグニチュード	M							
	震央距離	km							
発電所の 加速度記録	記録値	位 置	N-S方向最大加速度	E-W方向最大加速度	振 害 記 録				
	記録された場所								
					立面図				
建 造 年 間 副 担 部 長 氏 名					他 認 属 の 代 表 的 振 害				

出前後方向に作用する揺れ止め装置		出左右方向に作用する揺れ止め装置	
記号	被害状況	記号	被害状況
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			

被害状況説明図

1.3 調査対象の分析

アンケートにより、116缶のボイラについて調査を行なうことができた。ボイラ出力別に整理した缶数を、図2.1.1に示す。本図によれば、350MW級以下のボイラが最も多く(47%)、以下400～600MW級(37%)、700～1000MW(16%)という順になっている。

図2.1.2に、ボイラ運転開始年別に整理した缶数を示す。本図によれば、1969～1974年に特にボイラの運転開始が集中している。また、1981年は新耐震設計法施行令改正¹⁶⁾の年に当たるが、それ以前のものが75缶、それ以後が41缶となっている。

図2.1.3に、ボイラの運転開始年と出力の関係を示す。本図によれば、1965年から1995年にかけて、年々出力が増加する傾向にあることが分かる。

1缶当たりの出力の増加は、ボイラ構造物の大型化を意味するものであり、大型化したボイラ構造物に対する耐震性を実証試験により確認することが重要である。

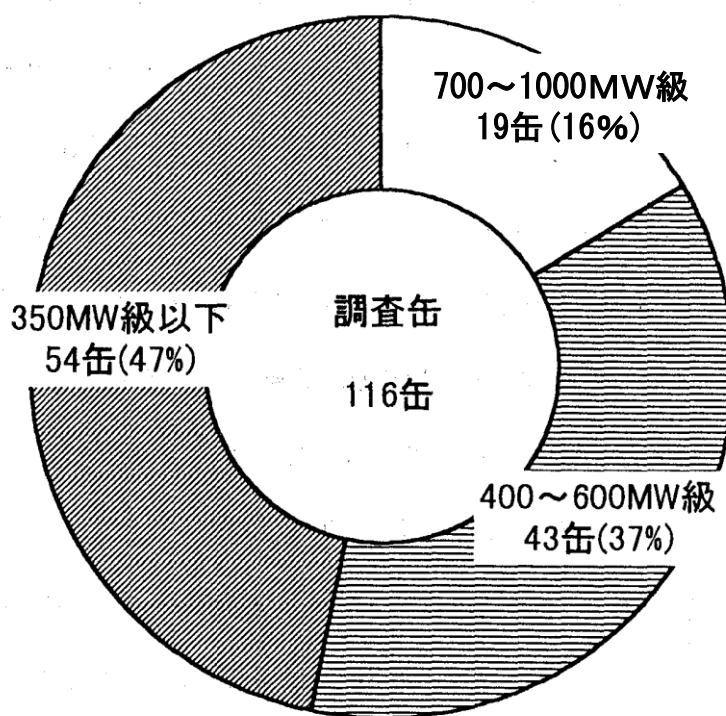


図2.1.1 ボイラ出力別の缶数

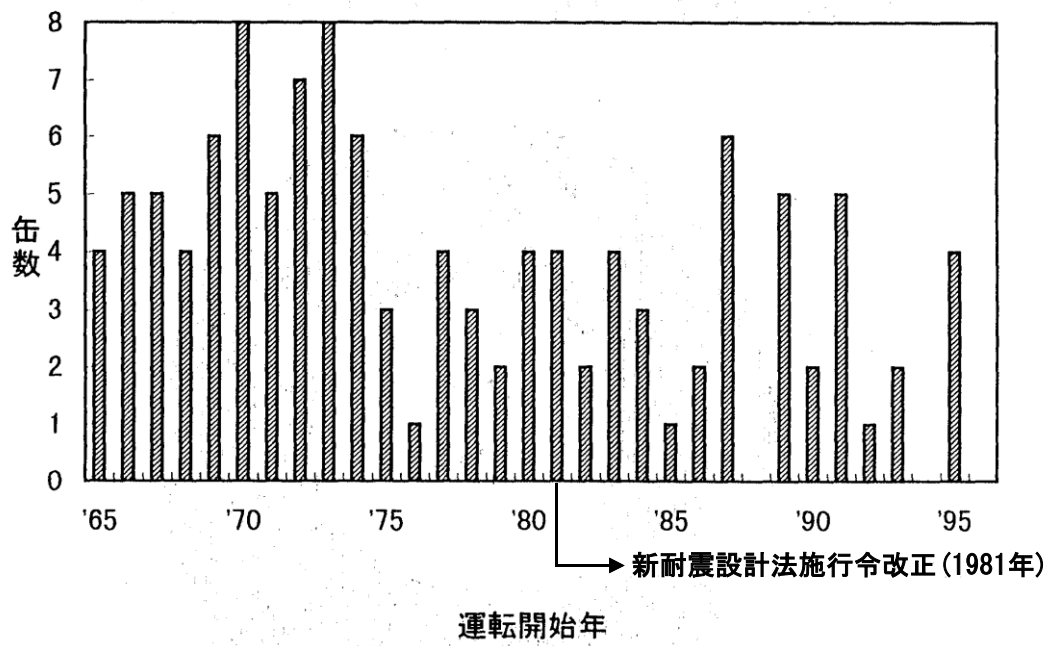


図2. 1. 2 ボイラ運転開始年別の缶数

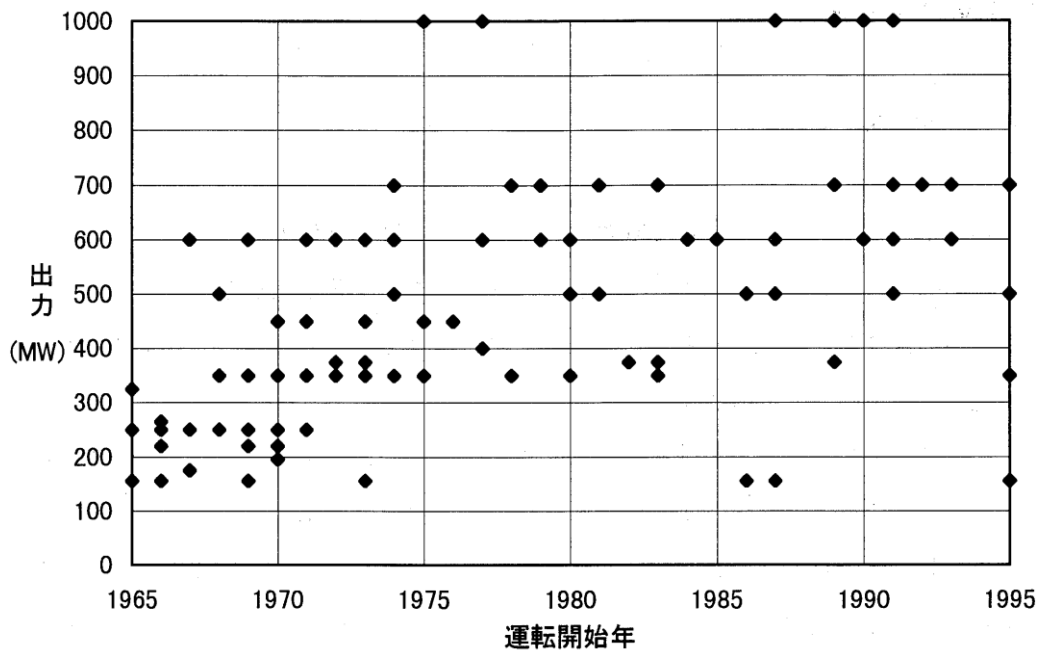


図2. 1. 3 ボイラの運転開始年と出力の関係

2. 構造調査結果

2.1 支持構造

代表的な事業用ボイラの燃料として重油, 天然ガス (LNG), 石炭が挙げられる。このうち, 重油と天然ガス (LNG) を燃料とするボイラには構造的な差違は殆どない。一方, 石炭を燃料とするボイラは, 石炭を貯蔵するバンカ, 石炭を圧砕し微粉炭化する微粉炭機, そして定期点検時の石炭灰の飛散防止と建屋内の熱回収の目的から屋根を有する点がボイラと異なる。

図2. 2. 1に1000MW級の天然ガス (LNG) を燃料とするボイラと, 石炭を燃料とするボイラの側面図を示す。本図のように, 石炭を燃料とするボイラはバンカを有するため, この分, 天然ガス (LNG) を燃料とするボイラよりも支持構造が大きくなっている。

本調査により得られた出力と支持構造の高さの関係を図2. 2. 2に示す。ボイラには, 色々なタイプのものがあり, 例えば同じボイラ出力でも使用燃料やボイラチューブの構成等で支持構造の高さが変わり, 一概に出力と支持構造高さを関係付けるのは難しい面はあるが, ボイラ出力と支持構造高さがほぼ比例関係にあると仮定して最小二乗法により直線に当てはめたものを図中に示す。

図2. 2. 3は, 運転開始年と支持構造高さの関係を示すものであるが, 本図からも, 出力とそれに伴う支持構造の高さが年々増加する傾向があることが分かる。

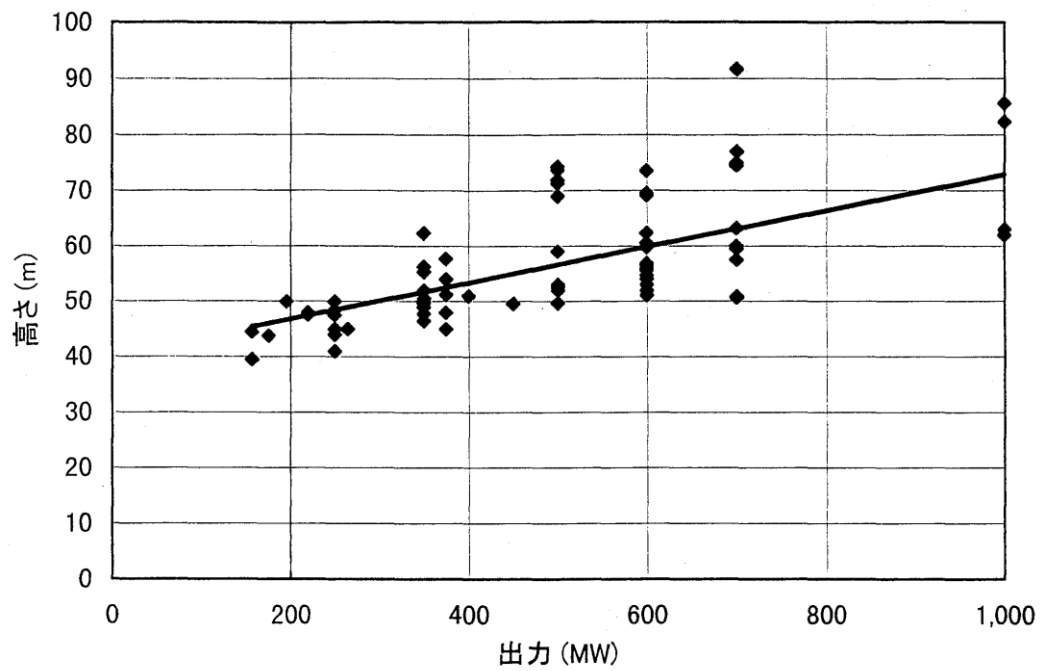


図2.2.2 ボイラ出力と支持構造高さの関係

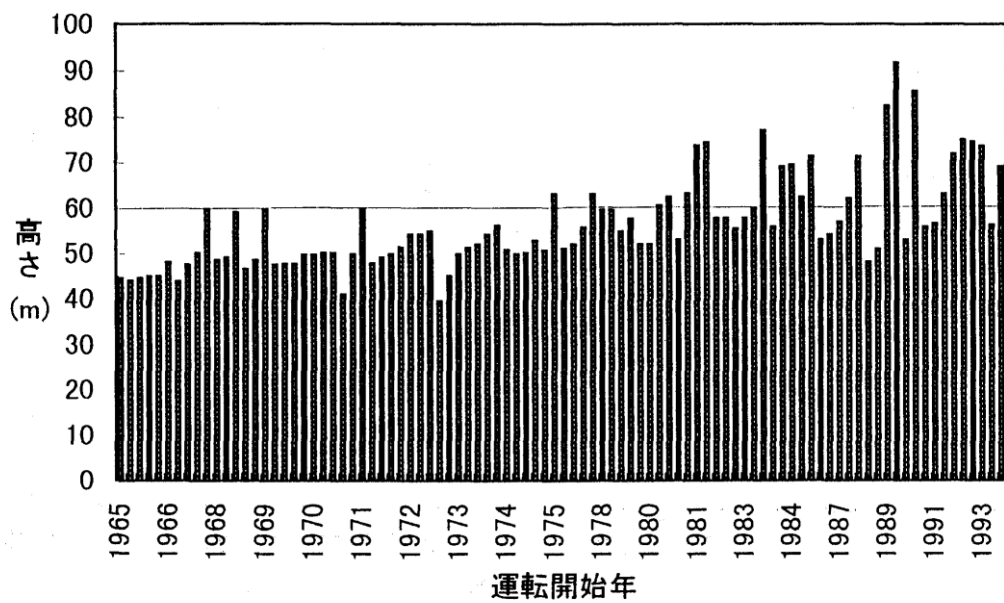


図2.2.3 ボイラ運転開始年と支持構造高さの関係

2.2 振れ止め装置

各メーカーの振れ止め装置^{4)~10)}の概略図と特徴の一覧を表2.2.1に示す。これらは、調査対象ボイラのうち、火力発電事業ボイラの代表的メーカーである3社の振れ止め装置である。

図2.2.4は、出力別に使用されている振れ止め装置の数を示したものである。本図より、データのばらつきが大きいものの、出力が大きくなれば振れ止め装置の数が増加する傾向があることが分かる。

使用されている振れ止め装置の種類とその数をまとめたものを図2.2.5に示す。大別すると挟み込み式(石川島播磨；A・D，三菱；E，日立；F)とリンク式(日立；G)がある。これらは、各社のなかで、使用割合が大きく、また新旧の耐震設計基準にまたがって使用されており標準的なタイプといえる。

J・Kのタイプは今回の調査範囲外であるが、エネルギー吸収機能を高める目的で開発された日立式のものである。

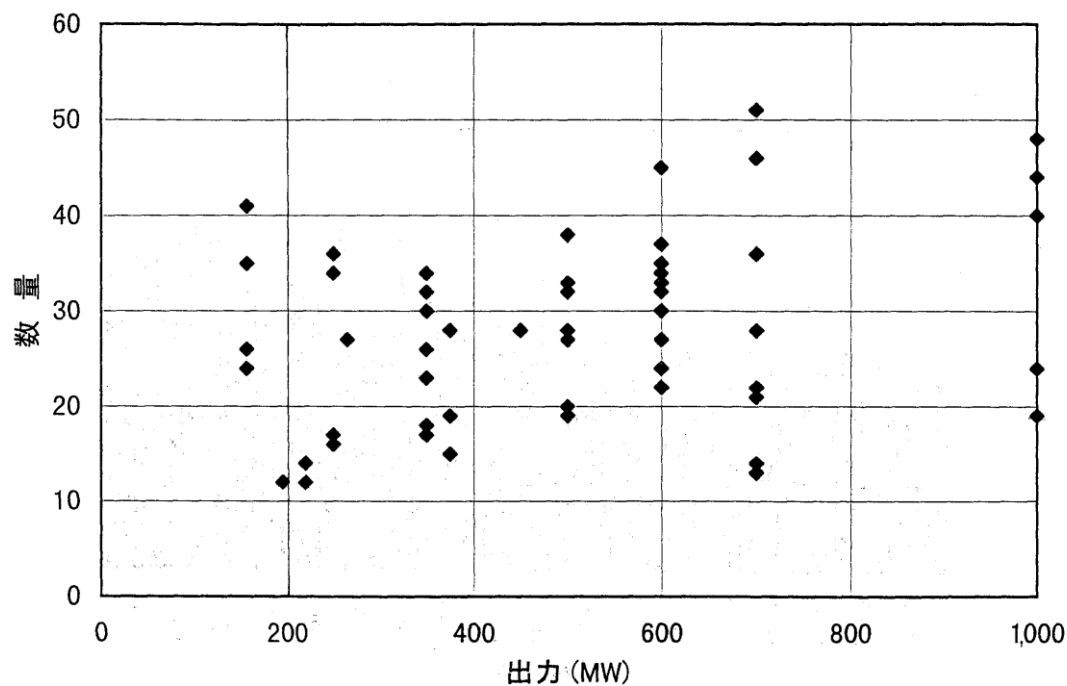


図2.2.4 出力別の振れ止め装置の数

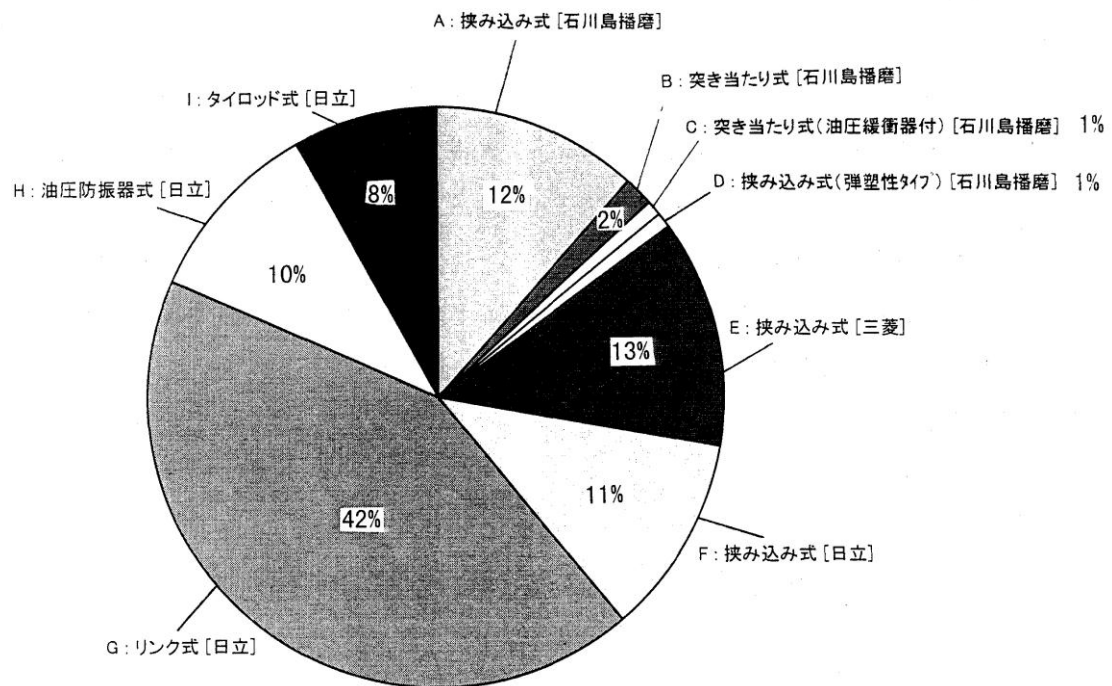


図2. 2. 5 振れ止め装置タイプ別使用個数割合

表2.2.1 各社振れ止め装置(1/2)

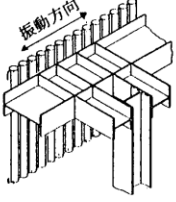
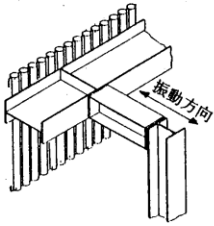
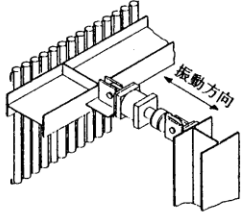
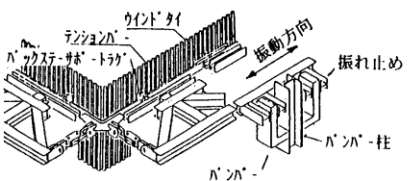
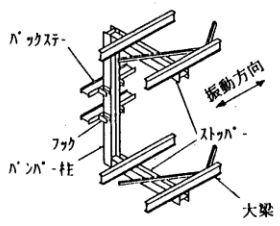
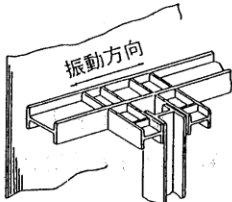
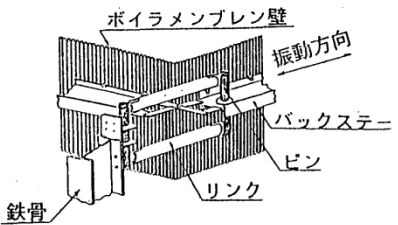
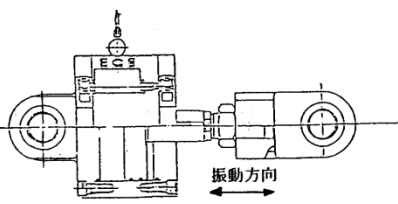

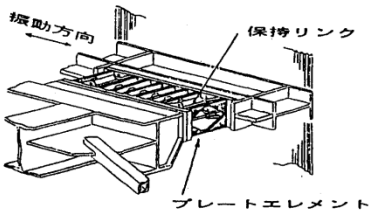
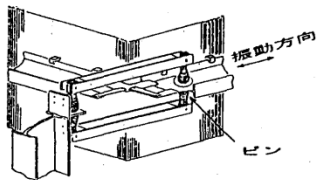
記号	概略図	タイプ	メーカー	エネルギー吸収機能	設計基準
A		挟み込み式	石川島播磨	無	旧 / 新
B		突き当たり式	石川島播磨	無	旧
C		突き当たり式 (油圧緩衝器付)	石川島播磨	無	旧
D		挟み込み式 (弾塑性タイプ)	石川島播磨	有	新
E		挟み込み式	三菱	無 / 有	旧 / 新
F		挟み込み式	日立	無 / 有	旧 / 新

表2.2.1 各社振れ止め装置(2/2)

記号	概略図	タイプ	メーカー	エネルギー 吸収機能	設計基準
G		リンク式	日立	無 / 有	旧 / 新
H		油圧防振器	日立	—	旧 / 新
I		タイロッド式	日立	無	旧
J		改良型挟み込み式	日立	有	新
K		改良型リンク式	日立	有	新

(旧 ; 旧建築基準法)
(新 ; 新耐震設計法)

3. 被害調査結果

調査票記入方式による調査結果と文献調査による結果のうち、被害記録のみを抜き出して纏めたものを表2.3.1に示す。また、これらから被害部位に着目して集計したものを図2.3.1に示す。同じ缶で数種類の被害が確認されたものもある。

ボイラ構造物の主要機器の中では、心臓部であるボイラ耐圧部が最も重要であるが、被害記録からはこの耐圧部の部品、金具類に広大かつ甚大な被害を被った事例は皆無であった。耐圧部については、一部にリーク(漏洩)に至った被害も見られるが、局部的な損傷に留まっている。耐圧部でも部分的な損傷であれば、きわめて短期間に復旧可能である。クーリングスペーサにも比較的被害が多いが、短期間のうちに耐震性の高いものに取り替え可能である。

被害部位のうち、振れ止め装置の損傷が最も多く、支持構造の被害は振れ止め装置に比べるとかなり少ない。このことは、振れ止め装置が損傷することによって他設備を保護していると考えられる。参考文献17によれば、過去の地震において設計地震力を超える入力を受けけているにも関わらず、支持構造は無傷で振れ止め装置が損傷した例が報告されている。これは振れ止め装置が塑性変形することで地震エネルギーの一部を吸収した結果と結論付けられている。

上記被害調査結果から、ボイラ構造物においては、振れ止め装置が耐震安全性を向上させる上で重要な役割を担っていることが分かる。

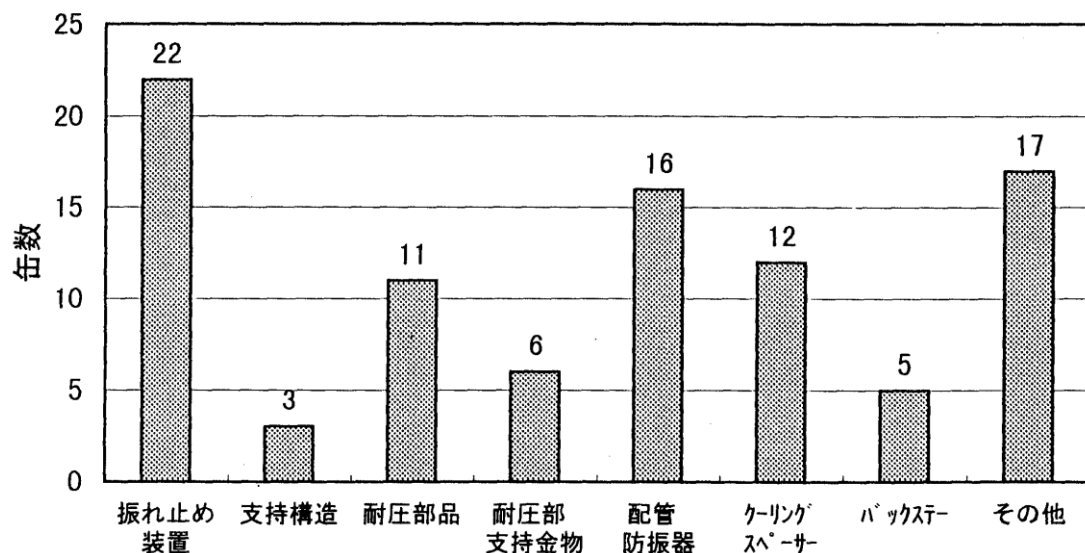


図2.3.1 被害部位

表2.3.1 被害缶一覧表(1/7)









地震名	発電所	最大観測 加速度値 (cm/s ²)	振れ止め 装置	被害部位					その他	被害概要	耐震基準
				支保 鉄	持構	耐圧 機器	圧力 容器	クリング スパー	バック ステー		
北海道南西沖地震	知内 1号機	不明							○	・保安経路部損傷 ・電気式集じん器短絡 ・集じん板湾曲 ・ケーシング下部振れ止め装置変形 ・バックステー間ホスト変形	旧
浦河沖地震	苫東厚真 1号	不明	○						○		旧
宮城県沖地震	新仙台 1号機	不明	○					○		・吊下型S/Hクリングスパー管破損(亀裂) ・吊下型再熱器クリングスパー管破損	旧
										<div>   </div> <p>・ボイラ本体振れ止め装置変形</p> <div>   </div> <p>・主要配管振れ止め装置破損</p>	
	新仙台 2号機	不明	○			○				<p>・後部煙道側壁水冷管破損</p> <div>   </div> <p>・ボイラ本体振れ止め装置変形</p> <div>   </div> <p>・主要配管振れ止め装置破損</p>	旧

表2.3.1 被害缶一覧表(2/7)


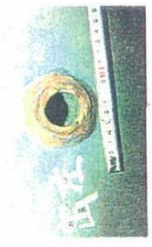
地震名	発電所	最大観測 加速度値 (cm/s ²)	被害部位					その他	被害概要	耐震基準
			振れ止め 装置	支持 構造	耐震 機器	圧入部 支持金物	防振 装置	クリング スパー スター		
日本海中部地震	秋田 1号機	200	○						・振れ止め部分変形	旧
	秋田 3号機	200	○						・振れ止め部分変形	旧
新潟地震	新潟 3号	180	○						・炉床最下段及びケーシング部振れ止め装置の変形(ピン曲がり) ・屋外煙道の変形	旧
千葉県東方沖地震	稲須賀 7号機	198								旧
	鹿島 6号機	211							・AH異音発生 ・低温再熱蒸気管フランジ部より水滴落下	旧
	東順島 1号機	124.2				○			・AHエンラップ異音発生 ・低温再熱蒸気配管等防振ロッド曲がり	新
	高砂 1号	198								旧
兵庫県南部地震	高砂 2号	198	○		○			○	・クリングスパー管湾曲 ・1段RH管ハフタイ用ハンパプレート移動、脱落 ・ボイラ振れ止め装置変形 ・2段RH管入口管等支持金物変形	旧
	御坊	70								旧/新
	宮達エネルギ一研究所	69.9								新
	堺港 2号	不明			○			○	・節炭器入口管の管損傷(管台溶接部破断による漏洩) ・左側トレ管折損部 ・右側トレ管切損部	旧
									  ・板型通熱器クリングスパー管変形 ・吊下1次通熱器クリングスパー管変形 ・吊下2次通熱器クリングスパー管変形 ・再熱器クリングスパー管変形 ・蒸発管変形	

表2.3.1 被害缶一覧表(3/7)


地震名	発電所	最大観測 加速度 (cm/s ²)	振れ止め 装置	支 持 鉄 構	被害部位				その他	被害概要	調査基準
					耐 震 機	耐 圧 部	防 振 装 置	ク ー リ ン グ ス ペ ー サ			
兵庫県南部地震	堺港 3号	不明	○				○		○	ボイストパ変形 破断 ・防振器支持棒変形 油圧防振器本体～配管ハント間のロッドに曲がり発生 ・配管振れ止め金具スリッパ ・横置SH出口連絡管振れ止め金具が梁に乗り上げスリッパ ・通熱器出口安全弁ポート漏れ ・板型通熱器クーリングスペース管変形 ・吊下1次通熱器クーリングスペース管変形 ・吊下2次通熱器クーリングスペース管変形 ・再熱器クーリングスペース管変形 ・蒸気管変形 ・節炭器入口管受付け金具脱落 ・排水管油圧防振器ロッド損傷 防振器コネクティングロッド(クランプ取付部)折損	旧
	堺港 4号	不明			○			○			旧
	堺港 5号	不明					○				旧
	堺港 6号	不明			○			○			旧
	堺港 7号	不明			○			○			旧
	堺港 8号	不明	○							ボイストパ変形 ・蒸気管変形	旧
	三宝 1号	不明	○		○			○		節炭器管受金物溶接部損傷 受金物管側溶接部2番より漏洩 	旧
										高温1次通熱器クーリングスペース管変形 ・側壁蒸気管打損 ・ボイストパ変形、脱落 ・安全弁テスト用連絡管用棒折損	

表2.3.1 被害缶一覽表 (4/7)

地震名	発電所	最大観測 加速度値 (cm/s ²)	被害部位							被害概要	耐震基準																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
			振れ止め 装置	支 鉄 構	持 機	耐 器	圧 部	防 振 置	位 部			ク ー リ ン グ ス ベ ー サー	バ ッ ク ス チ ー	そ の 他																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
兵庫県南部地震	尼崎東 1号	不明	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	



表2.3.1 被害缶一覧表(5/7)

地震名	発電所	最大観測 加速度値 (cm/s^2)	振れ止め 装置	支 持 構 造	被害部位			その他	被害概要	耐震基準
					耐震 機器	圧力 支持金物	防振 装置	クリング スベア ステー		
兵庫県南部地震	尼崎第三 3号	354	○					○	・ハブタイ損傷 ・1次過熱器振れ止め用ストッパ-折損 ・風通振れ止め装置変形、破損 ・後部横置再熱器他ハブタイ損傷 ・上部隔壁クリングスベア-管変形 ・火炉振れ止め金物変形 ・火炉後壁スクリ-ン部耐火材一部脱落 ・アウターシ-ン(15FL, 1コーナ-)外れ ・吊下型再熱器他クリングスベア-管損傷 ・HTR管(2FL, 3FL)保温材損傷 ・LTR管(5FL)保温材損傷 ・天井ハブタイ内保温材損傷 ・面取器エレハト下部ハブタイ損傷 ・RH整列金物溶接部外れ ・下部1段RHハブタイハブ-プレート外れ ・1.2-HTR防振器折損 ・SAH加熱蒸気管防振器曲がり ・1.2-HTR防振器曲がり ・B-AH上部軸受滑動 ・B-AH SDSシャ-ピン切損 ・前後壁貫通部キャスタ-ル耐火材脱落 ・B-AHシ-ル空気配管吊り棒損傷	旧
	海南 3号	不明	○					○		旧
	姫路第二 3号	不明						○		旧
	姫路第二 4号	不明			○		○			旧
姫路第二 5号	姫路第二 5号	不明	○					○	・上部隔壁クリングスベア-管湾曲 ・ハブタイ損傷 ・ボ-ラストッパ変形 ・AB-AH上部軸受滑動 ・C-PCVハ-ドットホ-ットシ-ト漏れ ・NG安全点検用歩廊階段外れ ・AB-AH SDSシャ-ピン切損 ・HTR, LTR管他各部保温材損傷:7カ所 ・脱硝装置連絡鉄骨(R2)梁ボルト切損 ・炬炭キャスタ-ル損傷 ・2段横置再熱器支持金物外れ及び曲がり ・節炭器支持金物外れ ・天井ハブタイ内後部圧熱管サ-ポート損傷 ・B-C-PCV主井シ-ト漏れ ・A-AH空気出口エ-キ-ズハブ-シ-ン部空気漏れ ・1段LTRク-シ-ン貫通部ガス漏れ ・6ハス入口連絡管ク-シ-ン貫通部ガス漏れ ・起動系補助蒸気S/C行流量計オリフイス部漏れ ・B-AH SDSシャ-ピン切損 ・熱交換器水管天井貫通部(R4)ズレ ・熱交換器防振器曲がり ・1-HTR管防振器曲がり(安全弁反力受, R1) ・2-HTR油圧防振器曲がり ・A(V)井後油圧防振器曲がり ・天井出口連絡管防振器ク-シ-ン曲がり ・1-SH入口連絡管保温外れ	旧
	姫路第二 6号	不明		○	○		○			旧
	相生 1号	不明	○				○		・主蒸気管 油圧防振器ボルト損傷 ・再熱蒸気管 油圧防振器ボルト損傷 ・本体振れ止め装置受け金物溶接部損傷 ・本体振れ止め装置受け金物溶接部損傷	新

表2.3.1 被害缶一覧表(6/7)

地震名	発電所	最大観測 加速度値 (cm/s^2)	支 持 構 造	被害部位			その他	被害概要	耐震基準
				耐圧部 機器支持金物	防振 装置	クリング スベアー			
兵庫県南部地震	相生 2号	不明			○			・主蒸気管 油圧防振器ロッド損傷 ・再熱蒸気管 油圧防振器ロッド損傷	新
	相生 3号	不明			○			・高温再熱蒸気管 油圧防振器ロッド損傷	新
	赤穂 1号	103.5			○	○	○	・クリングスベアー部湾曲損傷 ・1次再熱器他ハフタイ損傷 ・ボイラー支持金物損傷 ・主蒸気管 油圧防振器ピストンロッド損傷 ・低温再熱蒸気管 油圧防振器ピストンロッド損傷 ・ロダーストップ支持ボルト損傷(7LR) ・煙道蒸気器出口連絡管用スロットル変形損傷 4カ所	新
	赤穂 2号	103.5		○	○		○	・再熱器管支持金物損傷 ・主蒸気管 油圧防振器ピストンロッド損傷 ・高温再熱蒸気管 油圧防振器ピストンロッド損傷 ・節炭器入口給水管伸縮継手損傷	新
	南港 1号	125.8		○		○	○	・2-SH クリングスベアー管変形 ・3-SH クリングスベアー管変形 ・2-RH クリングスベアー管変形 ・3-SH 側壁管変形 ・1-RH ハンマーフレート脱落 ・煙道蒸気器ハンマーフレート脱落 ・1-SH イレクタ管変形 ・1-RH イレクタ管変形 ・煙道蒸気器エレクタ管変形	新
	南港 2号	125.8		○	○		○	・3-SH カイトフェュー管変形 ・2-SH スチームクルートスベアー管変形 ・2-RH スベアー管変形 ・2-RH管割れ(軽微) ・2-RH管減肉 ・ハフスターコーナリングカハ変形 ・ボイラー配管サポート防振器ハネ隙間有り ・燃料配管サポート割浮き上り ・第9段ハフスター水管取付当板部割れ ・ケーシング壁第1段ハフスターアワシ溶接部割れ ・1-SHハフレーション変形 ・1-SHサポート変形 ・1-SHUSトラップ変形 外れ ・1-RHハフレーション変形 ・天井サポート取付部割れ	新
	南港 3号	125.8			○		○	・ボイラー管ハネ変形 ・ボイラー火炉入口連絡管 防振器損傷 ・風通コンスタントハガーケールオーバー ・節炭器入口連絡管振れ止め金具外れ ・3-SH管寄保溫一部脱落 ・再熱器管寄保溫一部脱落 ・脱硝入口EXP.JT割れ ・ボイラー振れ止め変形	新
	阿南 2号	78.4							旧
	阿南 3号	78.4						・ボイラー振れ止め変形	旧

表2.3.1 被害缶一覧表(7/7)

地 震 名	発 電 所	最大観測 加速度値 (cm/s^2)	被 害 部 位						その他	被 害 概 要	耐震基準
			振れ止め 装 置	支 持 鉄 構	耐 圧 部	機 器	クーリング スパーサー	ハンク スケー			
兵庫県南部地震	阿南 4号	78.4	○							・ボイラ振れ止め変形 天井部	旧
	坂出 1号	50	○							・ボイラ振れ止め損傷(缶前後の振れ止めは異常なし)	
										9FL 缶左 	9FL 缶右 
										7FL 缶左 	7FL 缶右 
										4FL 缶左 	4FL 缶右 

4. 結言(実態調査結果のまとめ)

国内事業用ボイラ116缶について実態調査を行った結果を表2.4.1に纏めた。本表より、以下のことが分かった。

- ・旧基準から新基準への移行期間は1984～1989年で、1981年の新耐震施行¹¹⁾から3～8年の遅れがある。
- ・被害を受けた缶の被害対象部位別統計を取ると、振れ止め装置が最も被害が多くなっている。
- ・調査対象となった缶の内、建築物高層評定^{16), 18)}を受けているものは7缶あり、すべて運転開始が1990年以降となっている。
- ・ボイラメーカーの振れ止め装置は、3社で11種類ある。このうち、弾塑性変形を考慮してエネルギー吸収タイプとしたものが6種ある。また、各社の振れ止め装置の設計クライテリアは塑性率(8～20程度)もしくは累積塑性変形量で規定している。

5. 参考文献

- 1) 高田:兵庫県南部地震 ライフラインの損壊と復旧, 土木施工 Vol. 36, No. 9, pp. 97～103, 1995
- 2) 佐野, 阪神・淡路大震災 電力設備の被災と復旧, 電気通信 Vol. 58, No. 584, pp. 46～53, 1995
- 3) 関西電力, 阪神・淡路大震災復旧記録, 1995
- 4) 坪倉, 光畑, 片桐, 中尾, 村瀬, 佐々木:ボイラ支持鉄骨の弾塑性地震応答解析, 三菱重工技報 Vol. 17, No. 3, 1980-5
- 5) 安藤, 吉田, 山野:火力発電用大容量ボイラの地震応答シミュレーション:石川島播磨技報, Vol. 22, No. 5, pp. 315～320, 1982
- 6) 西田, 鈴木:常時微動測定によるボイラ構造物の動特性同定, 日本機械学会論文集(C編), 第56巻522号 No. 89-0686A, pp. 385～340, 1990-2
- 7) E.Nishida, K.Suzuki, T.Yasuda and Y.Owa:Aseismic Optimization of Nonlinear Joint Elements in Boiler Plant Structures Based on Substructure Synthesis Method, JSME Series C Vol. 39, No. 1, pp. 130-136, 1996
- 8) E.Nishida, K.Suzuki, T.Yasuda and Y.Owa: Optimum Design of Connecting Elements in Complex Structures and its application to Aseismic Design of Boiler Plant Structures, ASME-PVP Vol. 237-1, pp. 109～114, 1992
- 9) 西田, 鈴木, 安田:複合構造物連結部材の最適設計とボイラ耐震設計への適用(粘弾性受動型制振法による最適化), 日本機械学会論文集(C編) 59巻588号 No. 92-0575, pp. 347～352. 19932
- 10) T.Yasuda, E.Nishida and K.Suzuki, Development of Energy Absorbing Seismic Ties for Aseismic Design of Boiler Plant Structures, ASME-PVP, Vol. 275-2, pp. 99～103. 1994
- 11) 平成8年度 電力施設地震対策調査に関する調査報告書(発電設備耐震信頼性実証試験, ボイラー及び付属設備の耐震実証試験に関するもの, 1997. 3

- 12) 相田, 応和, 丸山, 西田, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉 : 実機ボイラ構造物連結部の弾塑性挙動による制振効果の実証実験, 日本機械学会論文集(C編), 68巻676号, pp. 67-73, 2002. 12
- 13) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉 : ボイラ構造物弾塑性連結部の振動エネルギー吸収性能, 日本機械学会論文集(C編), 70巻690号, pp. 47-52, 2004. 2
- 14) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉 : 弾塑性連結部の剛性分布を最適化したボイラ構造物の制振効果に関する実証試験, 日本機械学会論文集(C編), 70巻698号, pp. 27-31. 2004. 10
- 15) K. Aida, Y. Owa, K. Suzuki and S. Fujita ; Evaluation of Aseismic Reliability of Actual Boiler Structures and a Study on Design of Seismic Ties Based on Proof Tests Using a Large Scaled Shaking Table, Transactions of the ASME Journal of Pressure Vessels Technology, Vol. 126, No. 1, pp. 46-52, 2004. 2
- 16) 建設省, 建築基準法施行令(1980)
- 17) 坪倉ほか5名, ボイラー鉄骨の耐震設計法に関する研究, 三菱重工技報 Vol. 20, No. 6, 1983
- 18) 電気技術基準調査委員会, 火力発電所の耐震設計指針-JEAG3605-1991, 電気技術指針 火力編, 1992, pp. 370-372

表2.4.4.1 ボイラ構造物の地震被害実態調査結果のまとめ(2/2)

No.	通 年 開始年	発電所名	所在地	出力 (MW)	規格 W×D×H (m)	主部材形状	接合構造	振れ止め装置	地震名	観測加速度	地 震 被害 状 況	要 被 害	解析条件	設計解析手法	電力会社	メモ
71	1979	下谷 3号機	山口県下松市	700	34.0×60.0×57.5	H形鋼	高力ボルト	—	地震被害無し	—	—	—	A	IB	中国電力	石川島播磨
72	1980	伊達 2号機	北海道伊達市	350	46.2×30.2×52.0	H形鋼	高力ボルト	—	地震被害無し	—	—	—	A+O	IB	北海道電力	石川島播磨
73	1980	吉野原 1号機	北海道厚岸郡	350	43.2×32.8×62.3	H形鋼	高力ボルト	F2 G14 H1	地震被害無し	詳細不明	ケーシング下懸れ止め装置一部変形	—	A+O	IB	北海道電力	日立
74	1980	徳島県双葉郡	徳島県双葉郡	600	37.4×37.8×60.5	H形鋼	高力ボルト	F1 G15 H19	地震被害無し	—	—	—	A	IB	東京電力	日立
75	1980	豊前 2号機	福岡県豊前市	500	32.4×43.8×32.0	H形鋼	高力ボルト	F10 G24 H4	地震被害無し	—	—	—	A	IB	九州電力	日立
76	1981	豊前 3号機	福岡県豊前市	500	32.4×43.8×32.0	H形鋼	高力ボルト	E36	地震被害無し	—	—	—	A	IB	九州電力	日立
77	1981	岩国 2号機	山口県岩国市	500	38.0×37.0×53.0	H形鋼	高力ボルト	—	地震被害無し	—	—	—	A	IB	中国電力	三愛
78	1981	松島 1号機	長崎県西彼杵郡	500	50.0×43.0×73.6	H形鋼	高力ボルト	—	地震被害無し	—	—	—	A	IB	電源開発	三愛
79	1981	松島 2号機	長崎県西彼杵郡	500	50.0×43.0×73.6	H形鋼	高力ボルト	—	地震被害無し	—	—	—	A	IB	電源開発	三愛
80	1982	相生 1号機	兵庫県相生市	375	37.0×26.0×57.7	H形鋼	高力ボルト	A28	兵庫県南部地震	詳細不明	—	—	O	IB	関西電力	三愛
81	1982	相生 2号機	兵庫県相生市	375	37.0×26.0×57.7	H形鋼	高力ボルト	A28	兵庫県南部地震	詳細不明	—	—	B	IB	関西電力	石川島播磨
82	1983	知多 1号機	北海道上磯郡	350	40.0×35.2×55.3	H形鋼	高力ボルト	F2 G14 H12	北海道中部地震	詳細不明	—	—	A+O	IB	北海道電力	三愛
83	1983	知多 2号機	愛知県知多市	700	41.0×45.0×60.0	H形鋼	高力ボルト	F2 G14 H12	地震被害無し	—	—	—	B	IB	中部電力	日立
84	1983	相生 3号機	兵庫県相生市	375	37.0×26.0×57.7	H形鋼	高力ボルト	A28	兵庫県南部地震	詳細不明	—	—	B	IB	関西電力	石川島播磨
85	1983	竹原 2号機	広島県竹原市	700	63.0×67.0×77.0	H形鋼	高力ボルト	F8 G34 H4	地震被害無し	70	—	—	B+O	IB	電源開発	日立
86	1984	御坊 1号機	和歌山県御坊市	600	36.0×39.5×63.1	H形鋼	高力ボルト	F7 G18 H4 H6	兵庫県南部地震	70	—	—	B+O	IB/新	関西電力	三愛
87	1984	御坊 2号機	和歌山県御坊市	600	37.4×43.2×55.8	H形鋼	高力ボルト	F7 G18 H4 H6	兵庫県南部地震	70	—	—	B+O	IB/新	関西電力	日立
88	1985	御坊 3号機	和歌山県御坊市	600	36.0×38.7×69.5	H形鋼	高力ボルト	—	兵庫県南部地震	70	—	—	A+O	IB/新	関西電力	三愛
89	1985	吉原厚良 2号機	北海道厚良郡	600	43.2×32.8×62.3	H形鋼	高力ボルト	—	地震被害無し	—	—	—	A+O	新	北海道電力	石川島播磨
90	1985	新小野田 1号機	山口県小野田市	500	59.5×71.0×71.3	H形鋼	高力ボルト	—	地震被害無し	—	—	—	O	新	中国電力	石川島播磨
91	1986	石川石坂 1号機	沖縄県石川市	156	50.0×45.4×62.0	H形鋼	高力ボルト	F6 G26 H16	地震被害無し	124.2gal	AIセパトラ付異音発生、低周波熱蒸気配管等防振ロッド曲がり	—	B+O	新	電源開発	川崎
92	1987	東陽 1号機	神奈川県川崎市	1000	52.0×45.4×62.0	H形鋼	高力ボルト	F6 G26 H16	千葉県東方沖地震	—	—	—	B+O	新	東京電力	日立
93	1987	東陽 2号機	神奈川県川崎市	500	37.2×43.0×53.0	H形鋼	高力ボルト	F4 G12 H16	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	中部電力	日立
94	1987	赤穂 1号機	兵庫県赤穂市	600	34.0×39.0×56.8	H形鋼	高力ボルト	—	兵庫県南部地震	103.5gal	—	—	B	新	関西電力	三愛
95	1987	赤穂 2号機	兵庫県赤穂市	600	40.0×40.5×54.0	H形鋼	高力ボルト	A24	兵庫県南部地震	103.5gal	—	—	O	新	関西電力	石川島播磨
96	1987	新小野田 2号機	山口県小野田市	500	59.5×71.0×71.3	H形鋼	高力ボルト	—	地震被害無し	—	—	—	O	新	中国電力	石川島播磨
97	1987	石川石坂 2号機	沖縄県石川市	156	50.0×45.4×62.0	H形鋼	高力ボルト	—	地震被害無し	—	—	—	O	新	電源開発	川崎
98	1989	広野 3号機	福島県三春郡	1000	71.0×57.5×82.3	H形鋼	高力ボルト	E19	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	東京電力	三愛
99	1989	川越 1号機	三重県三春郡	700	41.2×41.7×50.9	H形鋼	高力ボルト	E13	地震被害無し	69.9gal	—	—	B+O	旧/新	関西電力	三愛
100	1989	宮津1号機	京都府宮津市	375	30.8×31.1×48.0	H形鋼	高力ボルト	E21	兵庫県南部地震	69.9gal	—	—	B	新	関西電力	三愛
101	1989	宮津2号機	京都府宮津市	375	30.8×31.1×48.0	H形鋼	高力ボルト	E21	兵庫県南部地震	69.9gal	—	—	B	新	関西電力	三愛
102	1989	宮津3号機	京都府宮津市	375	30.8×31.1×48.0	H形鋼	高力ボルト	E21	兵庫県南部地震	69.9gal	—	—	B+O	新	関西電力	三愛
103	1990	南港 1号機	大阪府大阪市	600	36.0×43.0×53.0	H形鋼	高力ボルト	F18 G18 H12	兵庫県南部地震	125.8gal	—	—	O	新	関西電力	三愛
104	1990	南港 2号機	大阪府大阪市	1000	70.0×82.8×55.6	H形鋼	高力ボルト	F18 G18 H12	兵庫県南部地震	—	—	—	B+O	新	関西電力	石川島播磨
105	1991	東陽 2号機	神奈川県川崎市	1000	53.0×43.0×63.0	H形鋼	高力ボルト	A4 G4 D16	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	東京電力	三愛
106	1991	岩国 1号機	山口県岩国市	700	61.0×89.0×75.0	H形鋼	高力ボルト	E22	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	中国電力	三愛
107	1991	豊前 1号機	福岡県豊前市	500	49.0×71.1×71.9	H形鋼	高力ボルト	E19	地震被害無し	—	—	—	B	新	北陸電力	日立
108	1991	南港 2号機	大阪府大阪市	600	27.4×43.1×55.8	H形鋼	高力ボルト	F4 G33 H10	兵庫県南部地震	125.8gal	—	—	B	新	関西電力	日立
109	1991	南港 3号機	大阪府大阪市	600	38.0×40.5×56.5	H形鋼	高力ボルト	A24 B10	兵庫県南部地震	125.8gal	—	—	B	新	関西電力	石川島播磨
110	1992	豊前 2号機	福岡県豊前市	700	60.0×86.4×74.5	H形鋼	高力ボルト	F4 G33 H14	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	関西電力	日立
111	1993	熊代 1号機	秋田県熊代市	600	54.0×84.0×73.5	H形鋼	高力ボルト	F6 G31 H8	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	東北電力	日立
112	1993	豊前 3号機	福岡県豊前市	700	50.0×54.0×89.0	H形鋼	高力ボルト	G19 H1	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	中国電力	石川島播磨
113	1995	七尾大田 1号機	石川県七尾市	700	50.0×54.0×89.0	H形鋼	高力ボルト	G19 H1	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	中国電力	石川島播磨
114	1995	幸北 1号機	熊本県本庄市	700	50.0×54.0×89.0	H形鋼	高力ボルト	F6 G16 H1	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	九州電力	石川島播磨
115	1995	竹原 2号機	広島県竹原市	350	43.0×53.0×56.2	H形鋼	高力ボルト	F8 G12 H4	地震被害無し	—	—	—	B+O	新	電源開発	日立
116	1995	真志川 2号機	沖縄県真志川市	156	50.0×45.4×62.0	H形鋼	高力ボルト	F8 G12 H4	地震被害無し	—	—	—	B	新	中国電力	日立

解析条件

A: 平面時解析
B: 立体的時解析
C: 動的解析

振れ止め装置

A: 振れ止め装置
B: 突き当り式(石川島播磨)
C: 突き当り式(油圧緩衝器付)(石川島播磨)
D: 振れ止め装置(油圧緩衝器付)(石川島播磨)
E: 振れ止め装置(三愛)
F: 振れ止め装置(日立)
G: リンク式(日立)
H: 油圧防振器式(日立)
I: タイロット式(日立)
J: 改良型振れ止め装置(日立)
K: 改良型リンク式(日立)
* 調査した箇の中には適用無し

第3章 ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント

選定と試験体設計

1. 緒言

ボイラ構造物の特色であるボイラと支持構造物の連成を考慮し、動解析により設計された実機ボイラの中から対象モデルプラントを選定し、大型振動台での耐震実証用の試験体を設計した^{1)～5)}。

2. 対象モデルプラント及び入力地震動

2. 1 対象モデルプラントの選定

2. 1. 1 対象モデルプラント選定時の留意事項

耐震実証試験で用いるモデルプラントの選定にあたり、以下に留意した。

- (1) 現行設計法^{6), 7)}に従って設計されたボイラ
- (2) 国内最大級のボイラ
- (3) 建築センタ評定を受けたボイラ
- (4) 国内の各ボイラメーカー(三菱重工, 石川島播磨, バブcock日立)のボイラであり, 出力が同一, 設計条件(地盤条件, 地震動評価レベル)が同一であるボイラ。すなわち, 同一発電所内に上記各メーカーのボイラが揃っていること。

2. 1. 2 対象モデルプラントの選定結果

上記条件を満たすボイラを, 第2章に記載の実態調査結果より選定した。その結果, H発電所が唯一上記条件を満たす発電所であり, この発電所の1～3号ボイラの平均的特性を有するボイラをモデルプラントとすることにした。このモデルプラントの概要を表3. 2. 1に示す。また, モデルプラントの概略図を図3. 2. 1に示す。

表3.2.1 対象モデルプラントの概要

ボイラー	700MW石炭焚きボイラー
固有周期	前後方向……1.48s(0.676Hz) 左右方向……1.32s(0.758Hz)
支持構造規模	高さ……74.5m 缶前後方向……86.4m 缶左右方向……60.0m
支持構造部重量 ボイラー本体重量 総重量	41800×9.8kN 12400×9.8kN 54300×9.8kN
振れ止め特性	降伏荷重： $P_f=3900\times 9.8\text{kN}$

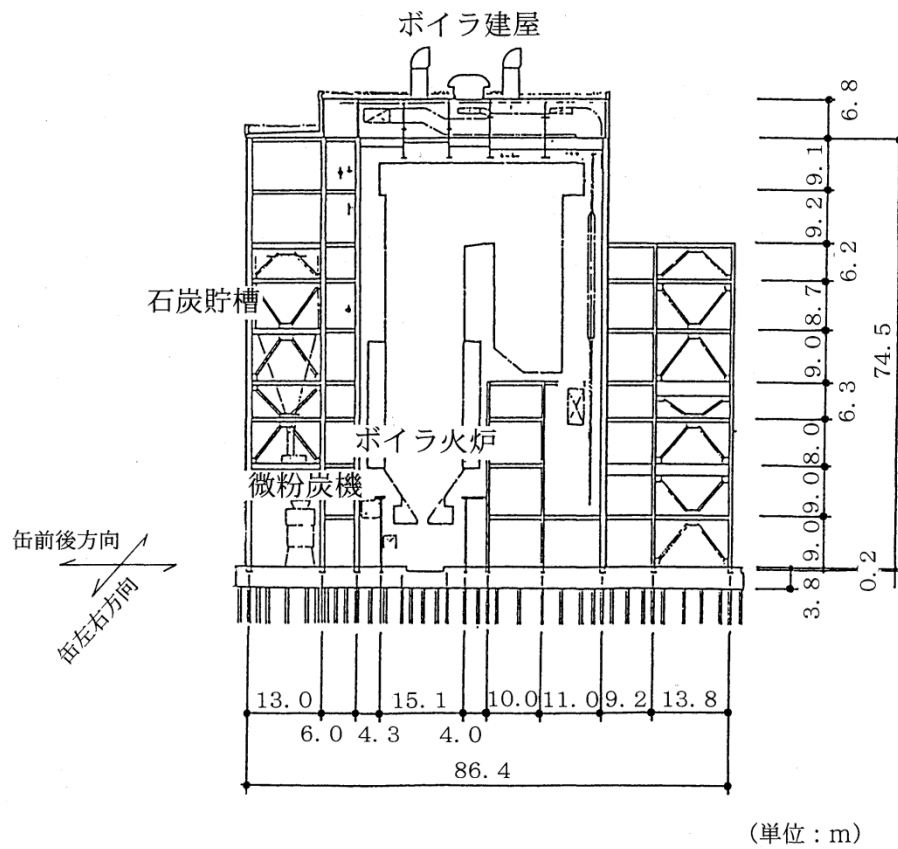


図3.2.1 対象モデルプラントの概略図

2. 1. 3 対象モデルプラントの解析モデル

図3.2.1に示す対象モデルプラントの解析モデルの概念図を、図3.2.2に示す。このモデルは、実機ボイラ構造物を多質点系で模擬した振動モデルであり、以後、実機多質点モデルと呼ぶ。本モデルは、支持構造の各構面を等価なせん断棒モデルに置換し、それらを床バネで連結した擬似立体モデルである。ボイラ本体は曲げせん断棒に置換し、支持構造と振れ止め装置で繋いで支持構造とボイラの連成効果を考慮している。本モデルは実証すべき実機ボイラ構造物の応答性状を把握することを目的とするモデルであり、基礎盤上端レベルを固定している。表3.2.2に、各階の重量を示す。以下にモデル化の詳細について述べる。

(1) 支持構造

前後方向振動を解析対象とする。各フレーム(各構面)は、せん断型の基礎固定質点系モデルとし、それらを水平ブレースとコンクリートを評価した等価なせん断ばね(床ばね)で連成させる。解析対象は前後方向であり、建屋の対称性を考慮してモデル化したものである。支持構造の質点系モデル諸元を表3.2.3に示す。床ばね諸元を図3.2.3に示す。各フレーム(各構面)及び床ばねは弾性とする。

(2) ボイラ本体

ボイラ本体は、その重量を振れ止め装置位置のレベルに集中させて質点で考慮し、各質点間を曲げせん断棒で結んだ多質点モデルとして建屋上部節点より吊り下げ、頂部大梁からの吊り下げロッドによる回転拘束を考慮してモデル化したものである。ボイラモデル概念図及びボイラモデル諸元を図3.2.4～図3.2.5に示す。ボイラ本体は弾性とする。

(3) 振れ止め装置

支持構造とボイラを振れ止め装置により連成させる。振れ止め装置の接続状況を図3.2.6に示す。振れ止め装置の力学特性は、バイリニアまたはトリリニアばねでモデル化する。振れ止め装置の復元力特性及び諸元を図3.2.7及び表3.2.4に示す。なお、振れ止め装置の降伏荷重合計値は、図3.2.1に示す対象モデルプラントである700MW級の各社ボイラの平均的特性(降伏荷重： $P_y=3900 \times 9.8 \text{ kN}$)とする。

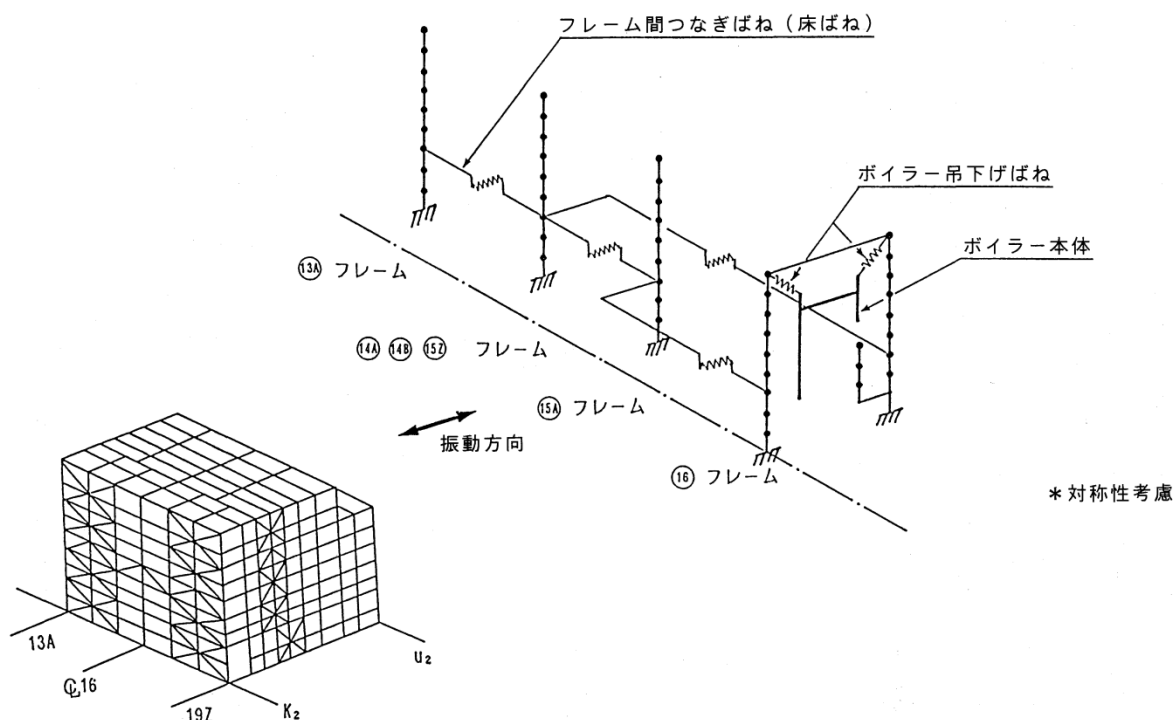


図3.2.2 実機多質点モデルの概念図(缶前後方向)

表3.2.2 対象モデルプラントの各階の重量(×9.8kN)

層	支持構造重量	ボイラー重量	支持構造+ボイラー重量
9	4484.3	—	4484.3
8	1929.9	4680.0	6609.9
7	3806.5	1610.0	5416.5
6	1568.1	3460.0	5028.1
5	12411.2	—	12411.2
4	6101.4	1260.0	7361.4
3	2541.6	—	2541.6
2	5823.8	1400.0	7223.8
1	3179.0	—	3179.0
合計	41845.8	12410.0	54255.8

表3.2.3(a) 支持構造の質点系モデル諸元

通り名	モデル図	質点番号	重量 ($\times 9.8\text{kN}$)	B-S 番号	せん断断面積 $A_s (\text{cm}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{cm}^4)$
(13A) + (19Z) フ レ ー ム		1	1034.6	1-2	15.10	—
		2	749.1	2-3	49.85	—
		3	944.2	3-4	110.14	—
		4	599.0	4-5	247.02	—
		5	2348.7	5-6	451.89	—
		6	857.5	6-7	676.99	—
		7	638.1	7-8	734.04	—
		8	1059.4	8-9	1067.50	—
		9	1048.4	9-10	1533.71	—
(14A) + (18) (14B) (15Z) + (18Y) (18Z) フ レ ー ム		11	2355.2	11-12	841.23	—
		12	796.5	12-13	937.69	—
		13	1477.6	13-14	1637.66	—
		14	741.3	14-15	2391.05	—
		15	4421.1	15-16	2254.34	—
		16	2943.2	16-17	2302.34	—
		17	1092.1	17-18	2450.19	—
		18	2683.5	18-19	4116.86	—
		19	1565.8	19-20	5858.34	—
(15A) + (17) フ レ ー ム		21	246.0	21-22	24.80	5.57×10^8
		22	163.2	22-23	22.94	6.40×10^8
		23	499.4	23-24	31.39	6.28×10^8
		24	52.0	24-25	24.68	6.23×10^8
		25	3576.0	25-26	22.86	18.57×10^8
		26	301.5	26-27	22.02	21.88×10^8
		27	380.0	27-28	26.04	20.50×10^8
		28	257.0	28-29	22.98	19.72×10^8
		29	102.6	29-30	37.14	22.63×10^8

表3.2.3(b) 支持構造の質点系モデル諸元

通り名	モデル図	質点番号	重量 ($\times 9.8\text{kN}$)	B-S 番号	せん断断面積 $A_s(\text{cm}^2)$	断面2次モーメント $I(\text{cm}^4)$
⑬ フ レ ー ム		31	484.5	31-32	27.56	—
		32	169.0	32-33	23.51	—
		33	395.8	33-34	86.57	—
		34	81.1	34-35	129.90	—
		35	1858.7	35-36	326.44	—
		36	203.1	36-37	335.57	—
		37	217.0	37-38	312.98	—
		38	235.8	38-39	26.94	—
		39	152.0	39-65	1.75	—
		40	35.7	40-41	10.33	—
		41	86.4	41-42	2.19	—
		42	183.1	42-43	5.74	—
		43	155.1			—
		44	364.0	44-45	6.20	—
		45	52.1	45-46	1.31	—
		46	489.5	46-47	43.35	—
		47	94.7	47-48	74.78	—
		48	206.7	48-49	87.87	—
		49	1760.4	49-50	210.92	—
		50	128.0	50-51	243.91	—
		51	1405.0	51-52	336.01	—
		52	155.1	52-66	700.88	—
ボ イ ラ ー		53	1170.0	53-54	2600.00	100.00×10^8
		54	1170.0	54-55	2300.00	17.00×10^8
		55	444.0	55-56	1200.00	2.90×10^8
		56	1260.0	56-57	1200.00	3.20×10^8
		57	1400.0			
		58	1170.0	58-59	2200.00	110.0×10^8
		59	1170.00	59-60	6700.00	27.0×10^8
		60	1616.00	60-61	6700.00	27.0×10^8
		61	784.00	61-62	2300.00	6.20×10^8
		62	1150.00	62-63	2300.00	6.20×10^8
		63	1082.00			
		64		64-54	4400.00	470.0×10^8
				64-59	4400.00	470.0×10^8

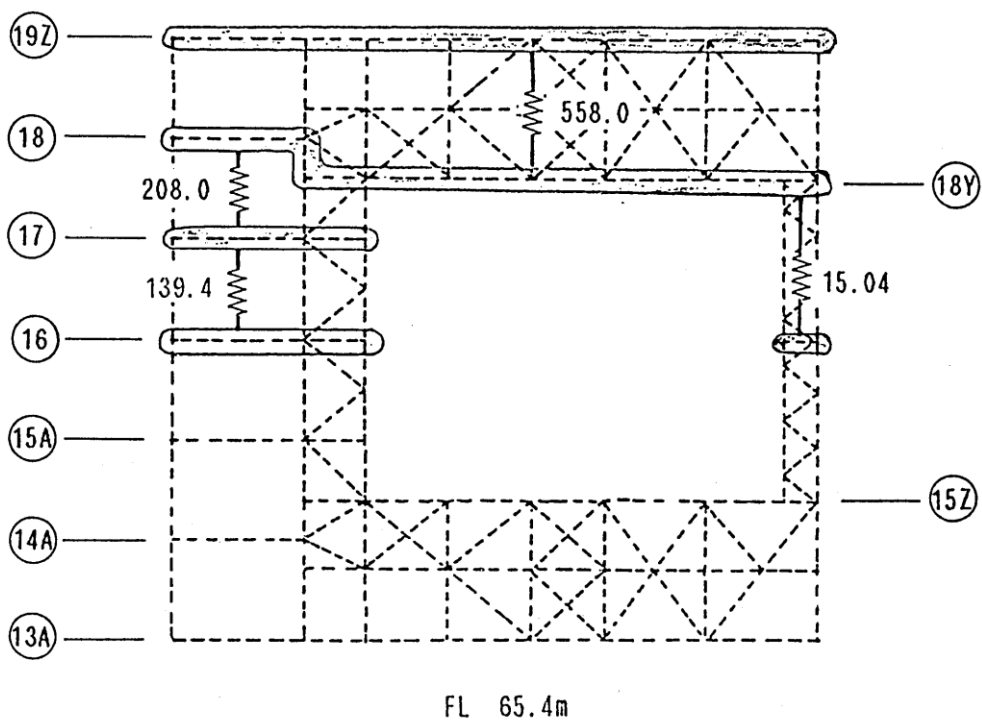
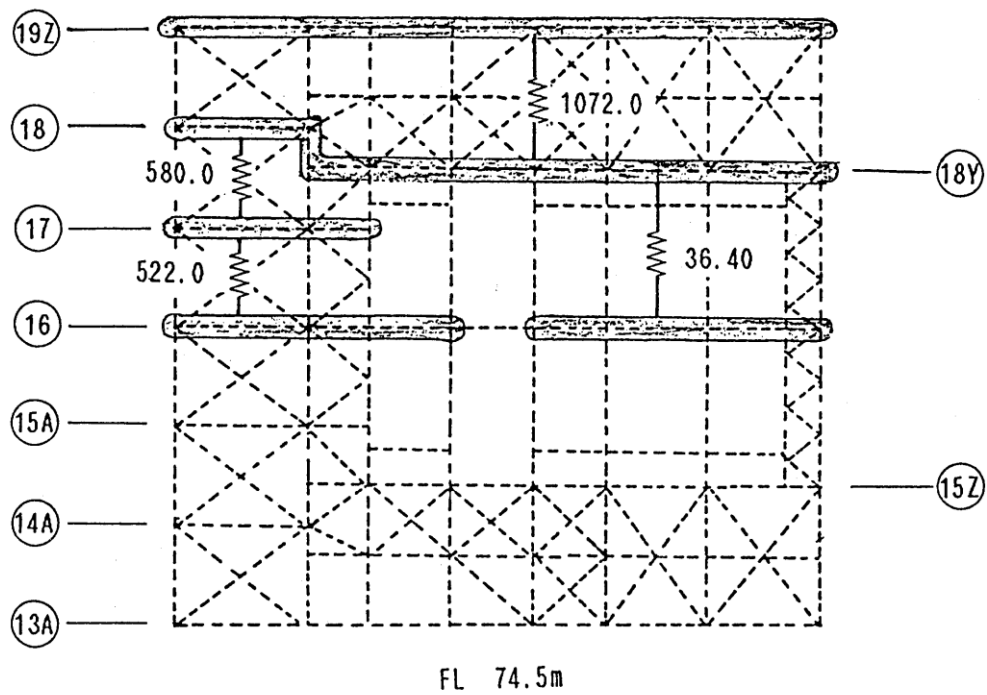


図3.2.3(a) 前後方向床ばね諸元($\times 9.8 \text{ kN/cm}$)

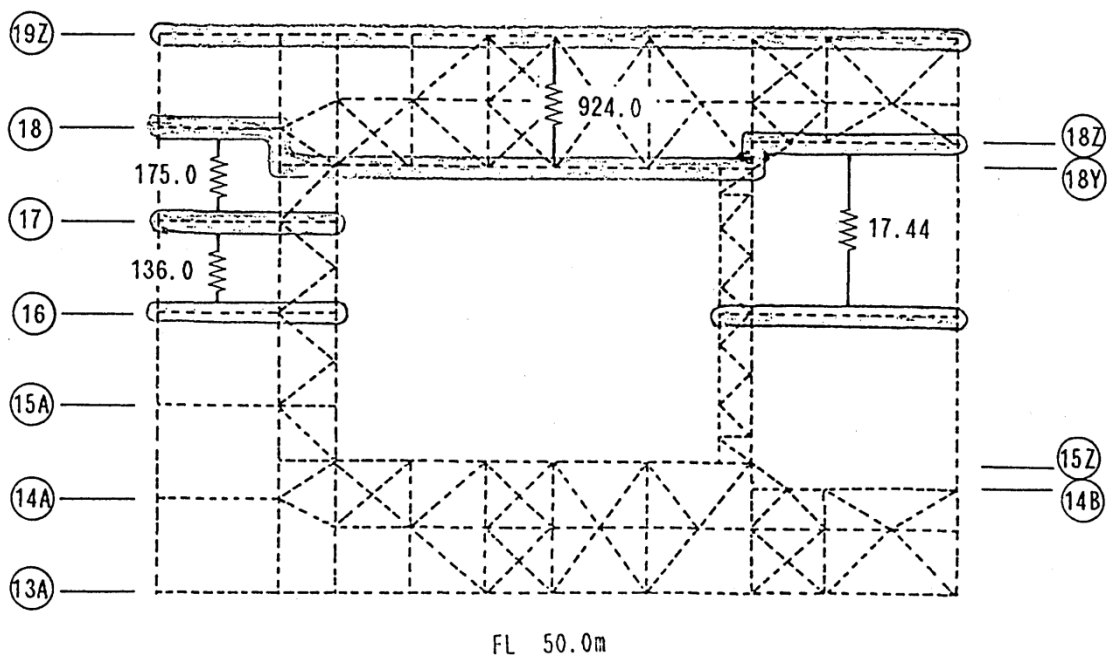
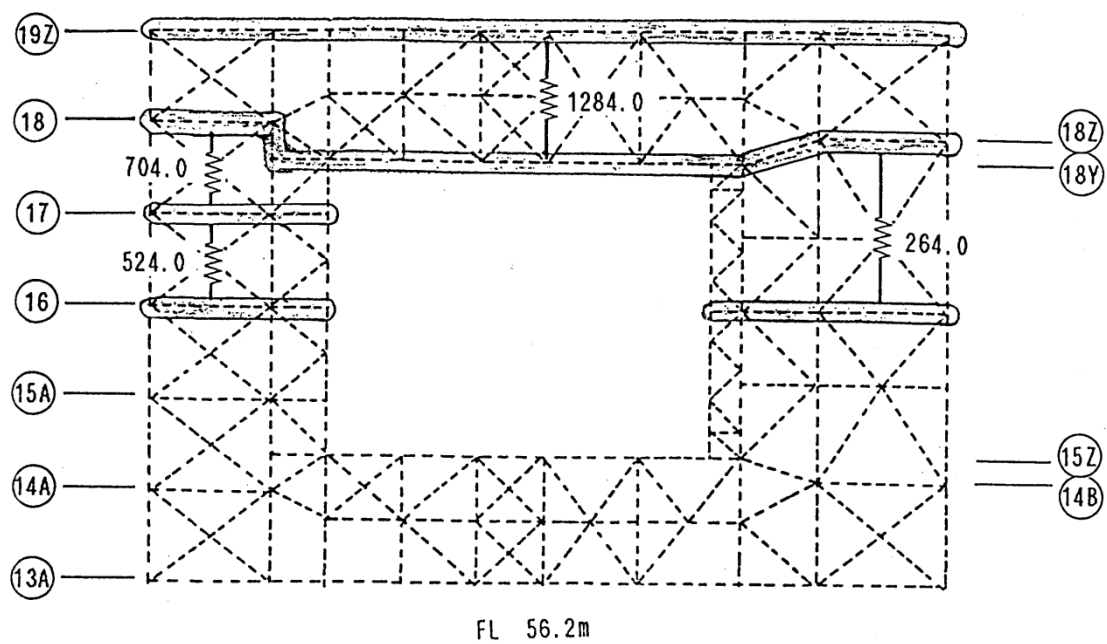


図3.2.3(b) 前後方向床ばね諸元($\times 9.8 \text{ kN/cm}$)

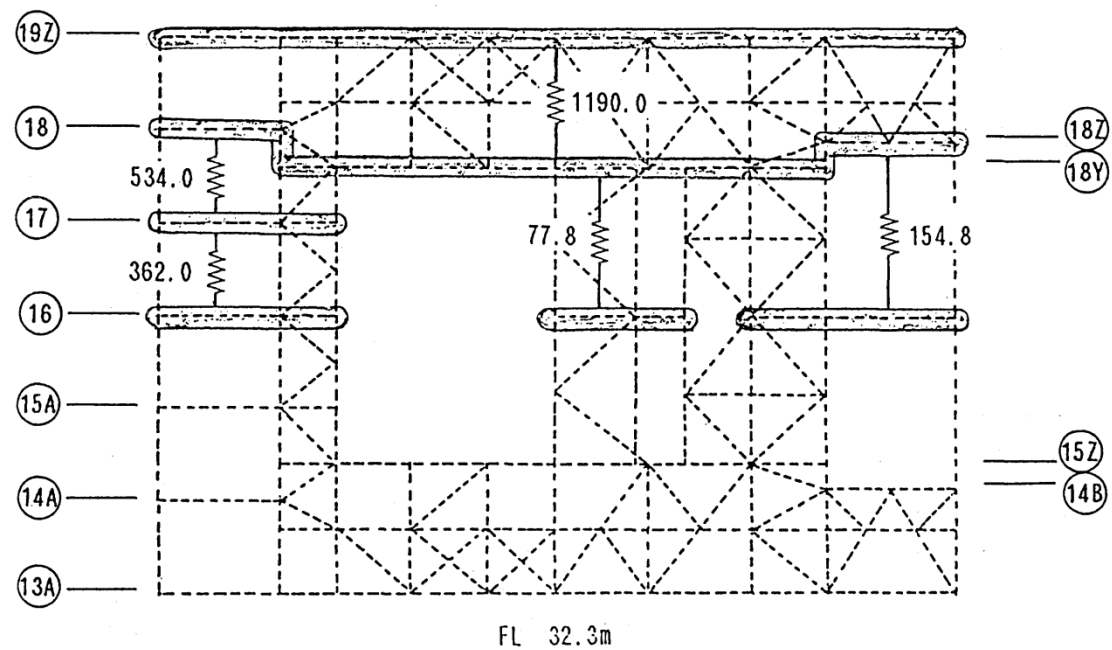
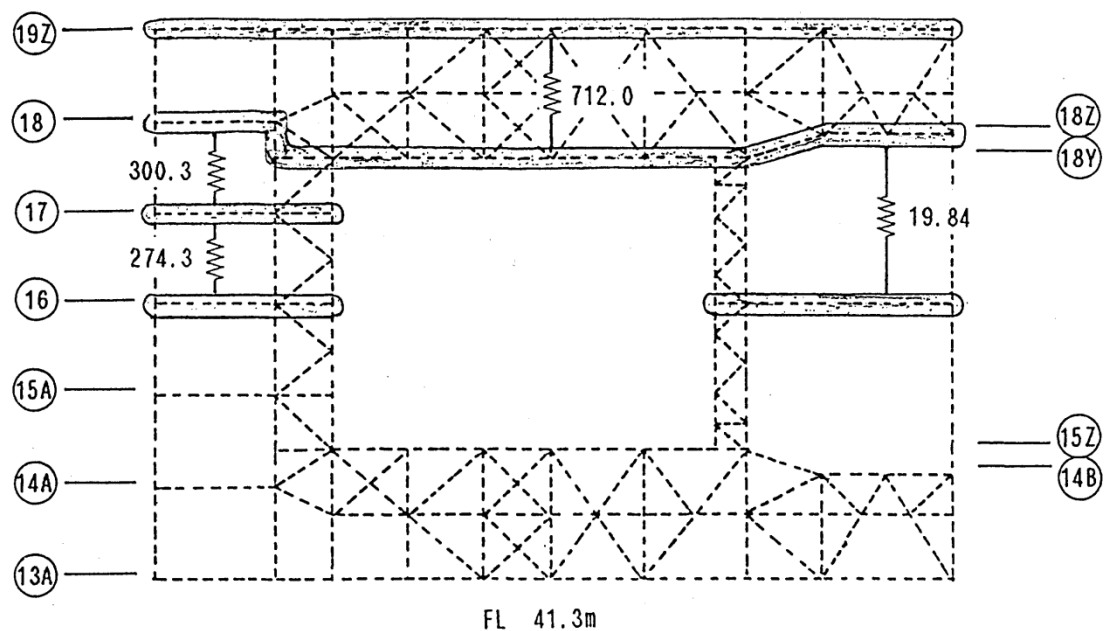


図3.2.3(c) 前後方向床ばね諸元($\times 9.8 \text{ kN/cm}$)

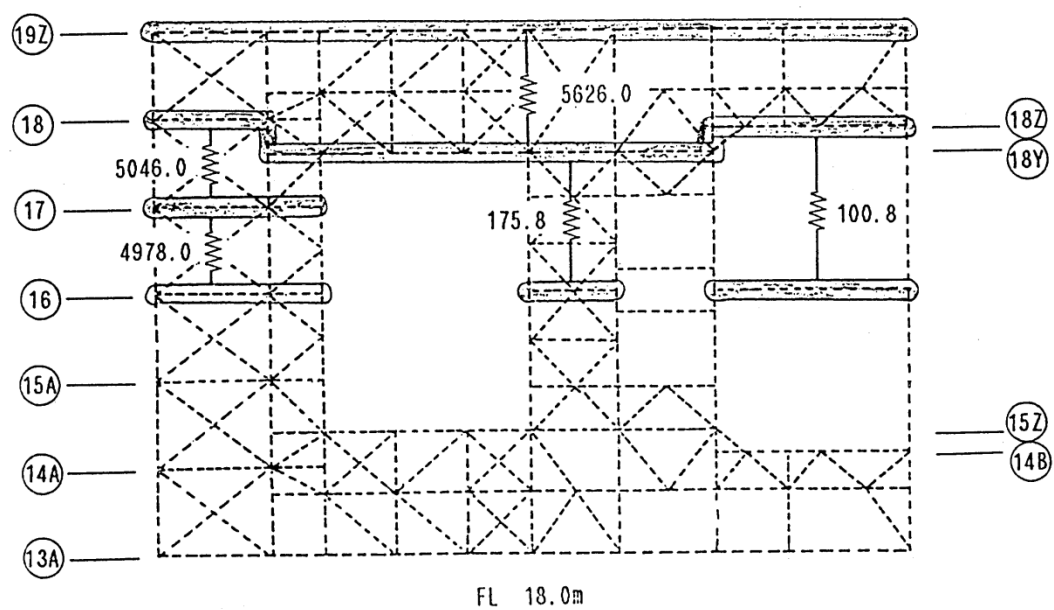
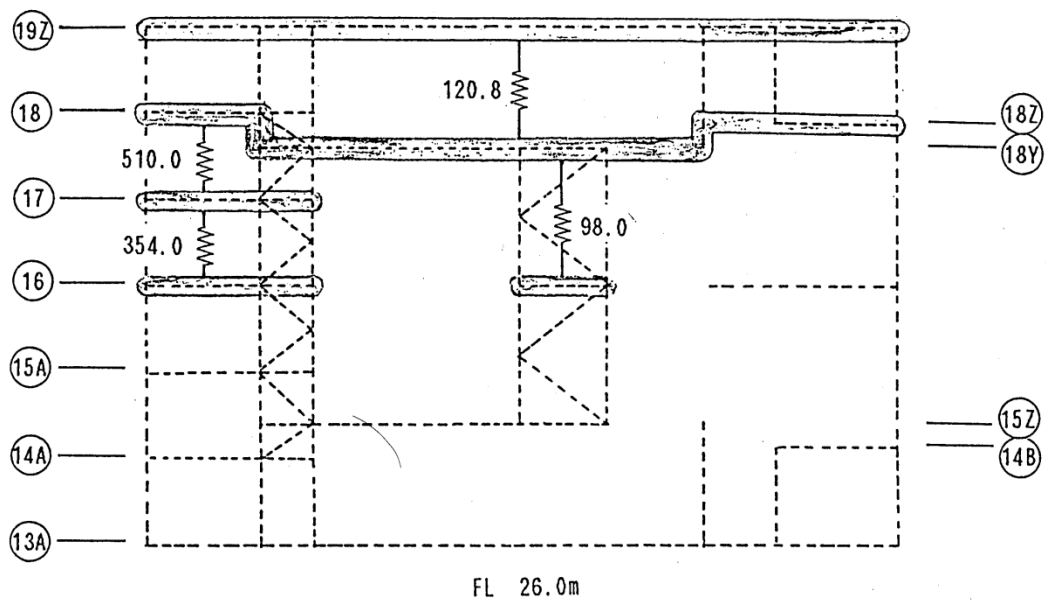


図3.2.3(d) 前後方向床ばね諸元(×9.8 kN/cm)

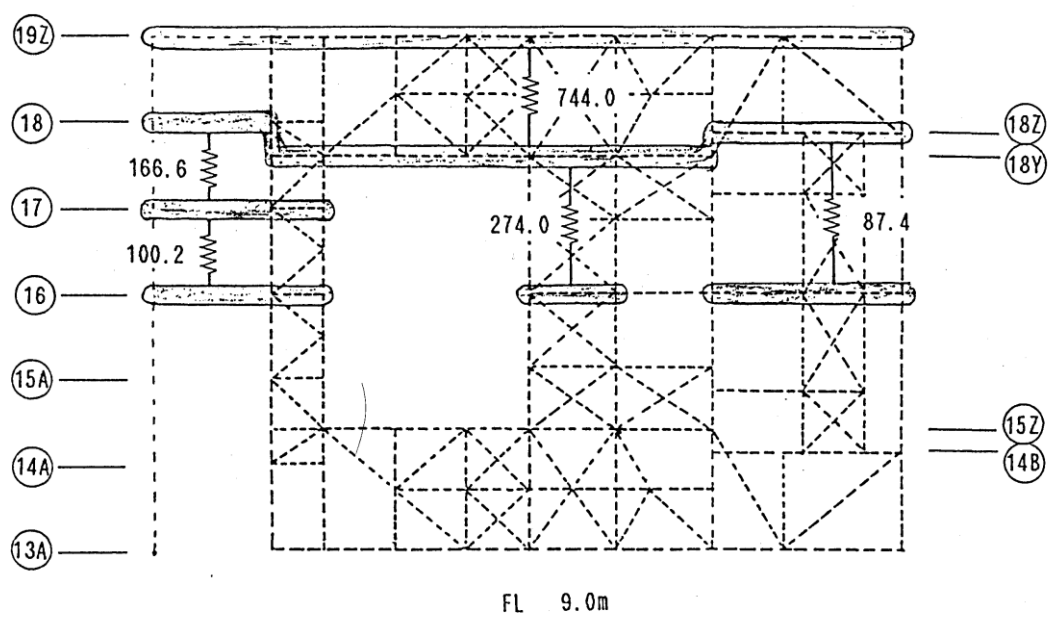


図3.2.3(e) 前後方向床ばね諸元(×9.8 kN/cm)

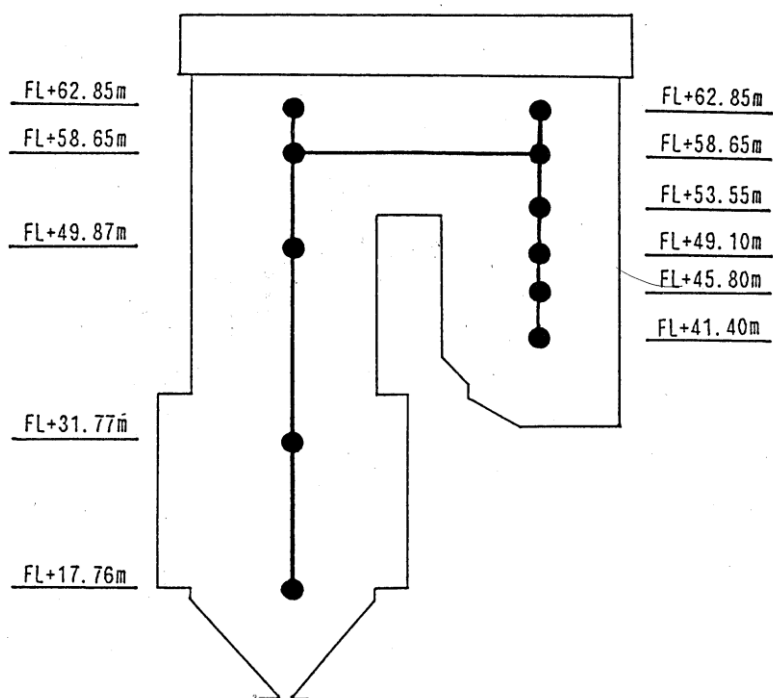


図3.2.4 ボイラモデル概念図

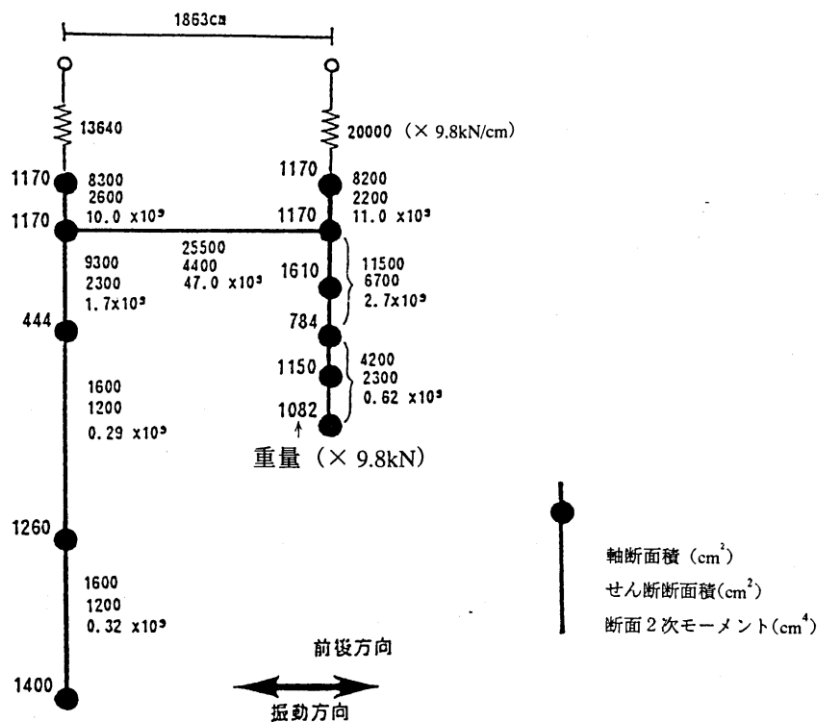


図3.2.5 ボイラモデル諸元

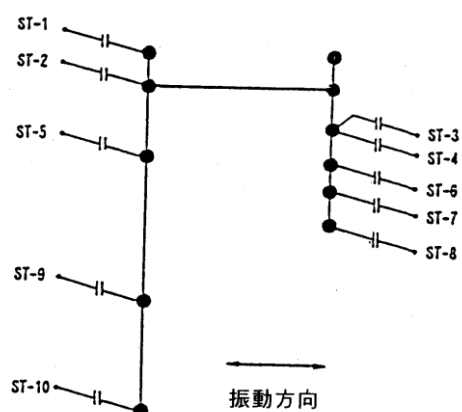


図3.2.6 振れ止め装置接続状況

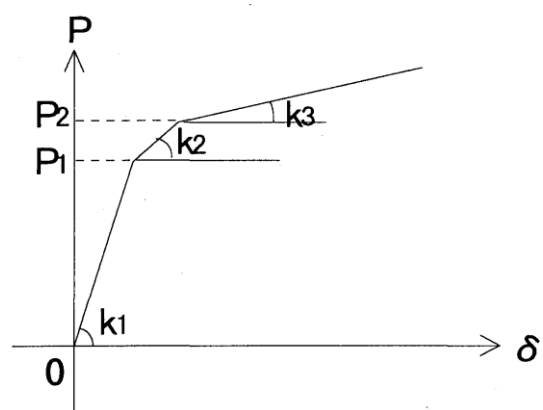


図3.2.7 振れ止め装置復元力特性

表3.2.4 振れ止め装置諸元

振れ止め 装置番号	剛 性			降伏値	
	K1 ($\times 9.8\text{kN/cm}$)	K2 ($\times 9.8\text{kN/cm}$)	K3 ($\times 9.8\text{kN/cm}$)	P1 ($\times 9.8\text{kN}$)	P2 ($\times 9.8\text{kN}$)
ST-1	304.1	25.1	14.9	484.3	658.6
ST-2	309.9	25.1	14.9	484.3	658.6
ST-3	261.5	8.8	5.0	167.9	251.8
ST-4	356.4	17.8	10.5	374.5	561.8
ST-5	305.4	8.8	5.0	167.9	251.8
ST-6	346.1	15.2	8.8	297.0	426.2
ST-7	245.4	15.0	8.7	297.0	426.2
ST-8	685.7	12.1	—	607.0	—
ST-9	594.0	10.2	—	381.0	—
ST-10	743.8	12.8	—	639.2	—
合計	4152.5	150.9	67.8	3900.0	3234.9

2. 2 振れ止め装置の選定

実証試験の対象として、既存プラントで使用実績のある振れ止め装置の代表的なタイプであるリンク式と挟み込み式の2タイプを選定した。また、それぞれのタイプの中から、レベル1で弾性設計されている比較的剛なものと、レベル1で若干の塑性化を許している柔なものを選び、合計2タイプ4種類に絞り込んだ。

4種の振れ止め装置を表3.2.5に示す。振れ止め装置はリンク式と挟み込み式の2種類に大別される。そして、それらはさらに塑性率の大小によって弾塑性設計型と弾性設計型に分けられる。

以下、リンク式弾塑性設計型の振れ止め装置をA 1タイプ、リンク式弾性設計型のものをA 2、挟み込み式弾塑性設計型のものをB 1、挟み込み式弾性設計型のものをB 2と称す。

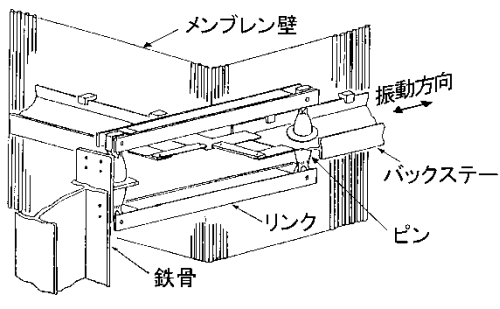
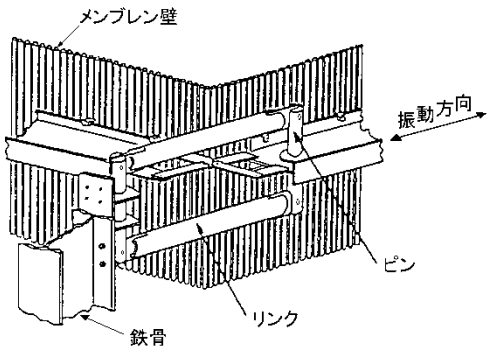
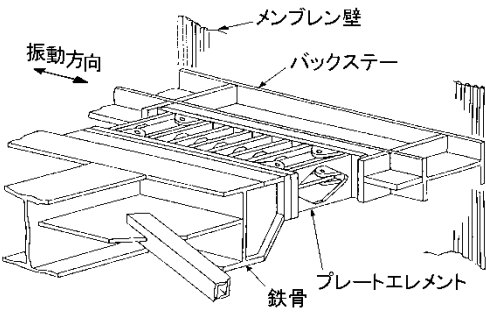
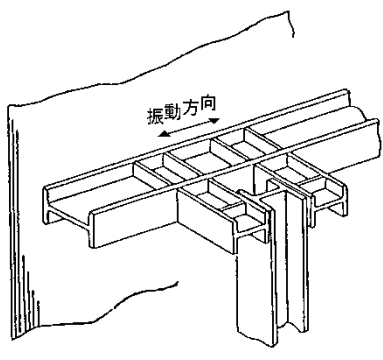
表中のバックステーは、ボイラの振動を振れ止め装置に伝えるためにボイラに固定されている部材である。

リンク式振れ止め装置はピンと呼ばれる金属棒の両端をリンク材で結び、金属棒の中央に荷重を受けるような構成である。

リンク式振れ止め装置であるA 1、A 2タイプは、共に2本のピンと2本のリンクで構成されている。そして地震時にボイラと支持構造に相対変位が生じた場合、ピン中央部に荷重が加わり、3点曲げ型の荷重が作用するピンが曲げられ弾塑性変形して振動エネルギーを吸収する仕組みになっている。ピンはA 2タイプがストレートなのに対してA 1タイプは、より大きな塑性性能を得るため等応力になるように中央部が膨らんだ形になっている。

挟み込み式振れ止め装置は、はり状の部材で鉄骨等を挟み込み、そのはり状部材間で荷重をやりとりする構成である。挟み込み式振れ止め装置であるB 1タイプには、等応力となるように中央部に菱形の穴を開けたプレートエレメントが複数枚設置されている。地震時に支持構造とボイラに相対変位が生じた場合、このプレートエレメントがせん断型に曲げられ弾塑性変形して振動エネルギーを吸収する仕組みになっている。一方、B 2タイプには、一対のはり部材が設置されており、地震時にこれらのはり(斜線部)が片持ち型に弾塑性変形して振動エネルギーを吸収する。

表3.2.5 振れ止め装置

	弾塑性設計	弾性設計
リンク式	A1タイプ	A2タイプ
	 <p>メンブレン壁 振動方向 バックステー リンク ピン 鉄骨</p>	 <p>メンブレン壁 振動方向 バックステー リンク ピン 鉄骨</p>
挟み込み式	B1タイプ	B2タイプ
	 <p>メンブレン壁 振動方向 バックステー プレートエレメント 鉄骨</p>	 <p>振動方向</p>

2. 3 入力地震動の選定

2. 3. 1 入力地震動選定時の留意事項

動解析に使用されている代表的な地震波の中から、応答が卓越するものをモデルプラントを対象とした時刻歴応答解析により選定する。

2. 3. 2 入力レベル設定時の留意事項

高層建築物構造評定委員会が示している基本方針⁸⁾に基づき、以下の入力レベルを想定する。

(1) レベル1

当該建築物の敷地において当該建築物の耐用年数中に一度以上受ける可能性が大きい地震動に対して、当該建築物は損傷を受けることなく、主要構造体はおおむね弾性的な挙動で応答することを目標とする。このような強さを有する地震動をレベル1の地震動と呼ぶ。

慣用法として、東京れき層を支持層とした場合、レベル1における地表面での最大速度は25cm/sに設定される。

(2) レベル2

当該構造物の敷地において過去に受けたことのある地震動のうち最大と考えられるもの、及び将来において受けることが考えられる最大の地震動を、レベル2の地震動と呼ぶ。大地震時の地震力としては、関東大震災の地動を想定しており、その強さは地動の最大加速度で 3m/s^2 (300gal)から 4m/s^2 (400gal)程度である。El-Centro NS 1940(A/V=10.02), Taft EW 1952(A/V=9.87)等の場合、30cm/s～40cm/sに相当する。ここに、A/Vは加速度と速度の比である。

慣用法として、東京れき層を支持層とした場合、レベル2における地表面での最大速度は50cm/sに設定される。

事業用ボイラ構造物の高層評定、または一般の高層建築物の設計でこれまでに用いられた最大級の手速度波を考慮し、この速度波のレベルで耐震実証試験用の試験体を設計する。

2. 3. 3 入力地震動の候補

表3.2.6に、耐震実証試験体の設計に用いる入力地震動の候補として、Taft EW波、EL Centro NS波、Hachinohe NS波の三つを示す。また、これらの3波形を対象として、最大加速度値を50cm/s(50kine)に基準化した時刻歴波形を、図3.2.8に、加速度応答スペクトルを図3.2.9に示す。

表3.2.6 入力地震波

入 力 波	最大加速度 (gal)		継続時間(s)
	レベル 1 (25cm/s)	レベル 2 (50cm/s)	
Taft EW	249	497	20
El Centro NS	256	511	20
Hachinohe NS	167	333	20

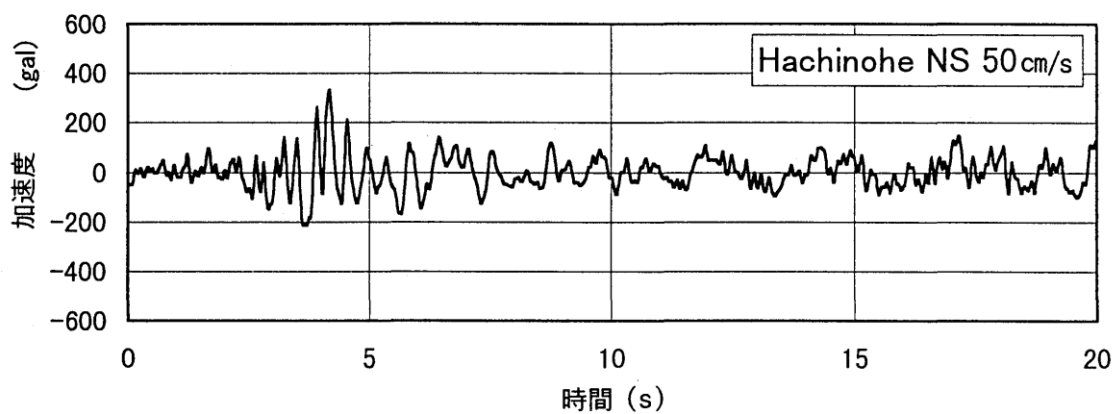
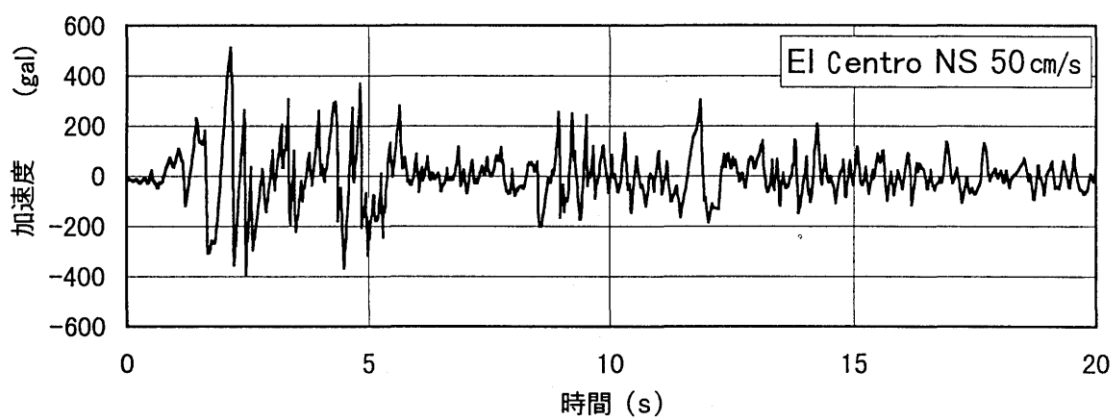
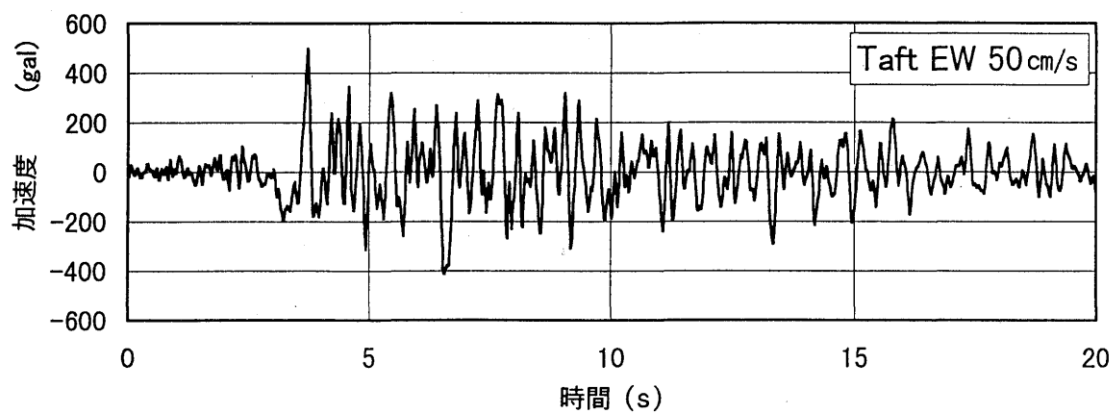


図3.2.8 入力地震波の時刻歴波形(50cm/s)

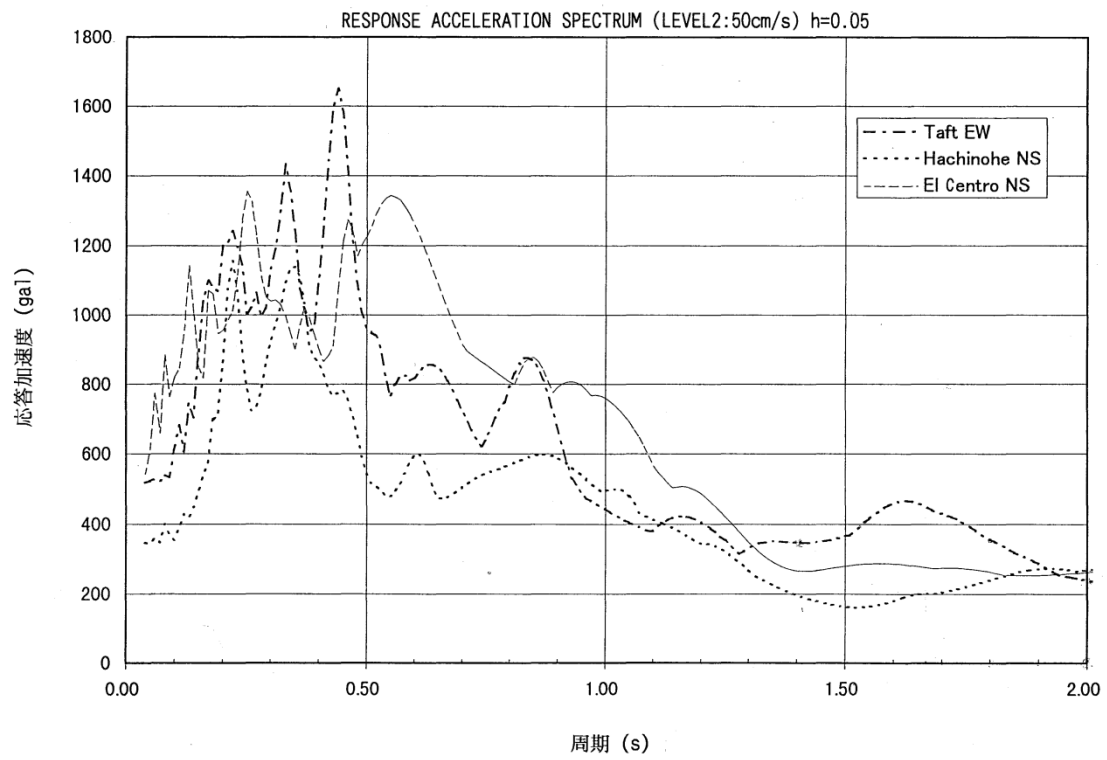


図3.2.9 入力地震波の応答スペクトル(50cm/s)

2. 3. 4 入力地震動の選定結果

入力地震動選定の事前準備として固有値解析を実施し、対象モデルプラントの固有周期、固有モード及び刺激係数などの振動特性を明らかにした。

その後、2. 1. 3項で述べた解析モデル、2. 3. 2項で述べた入力地震動の候補であるTaft EW波、EL Centro NS波、Hachinohe NS波の3波を用いた地震応答解析を実施し、2. 1. 2項に記載の対象モデルプラントに作用する層せん断力が最も大きくなる入力地震動を選定した。なお地震応答解析は、レベル1、レベル2の二つの地震レベルを用いて実施した。

以下、固有値解析結果、レベル1、レベル2での時刻歴応答解析結果の順に説明する。

(1) 固有値解析結果

表3. 2. 7に、対象モデルプラントの固有周期、固有振動数、刺激係数を示し、図3. 2. 10に固有モードを示す。

1次固有周期 $T=1.48\text{s}$ に対応する1次モードは、支持構造が片持ち梁的に、単純変形するモードであり、変形に節を持たないモードである。本モードは、支持構造とボイラから成る全体系の1次モードである。

2次固有周期 $T=0.683\text{s}$ に対応する2次モードは、支持構造が片持ち梁的に変形するモードであるが、変形に一つの節を持つモードである。本モードは、支持構造とボイラから成る全体系の2次モードである。

以下、3次、4次と高次のモードになるにつれ、支持構造の局所的な変形を伴う振動モードとなる。

表3.2.7 対象モデルプラントの固有周期，固有振動数，刺激係数

次 数	周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数	備 考
1	1.480	0.676	6.794	全体 1 次形
2	0.683	1.464	1.339	全体 2 次形
3	0.578	1.729	1.162	
4	0.530	1.885	-0.002	
5	0.392	2.550	1.689	
6	0.348	2.874	0.159	
7	0.346	2.893	0.640	
8	0.313	3.190	-0.211	
9	0.311	3.218	-0.422	
10	0.301	3.327	0.632	

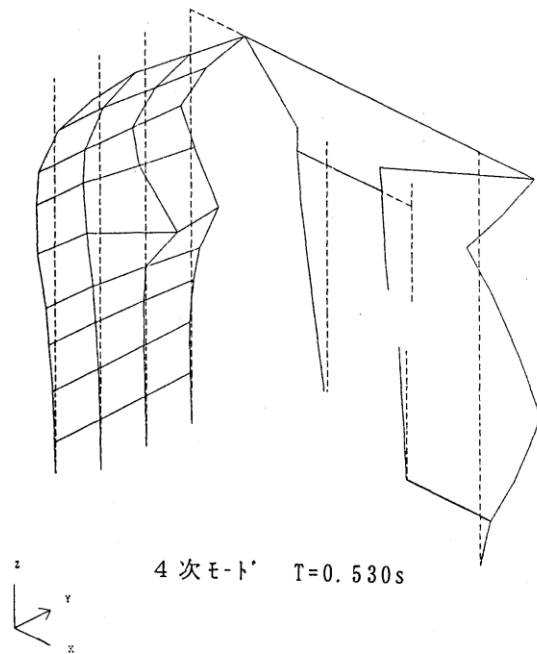
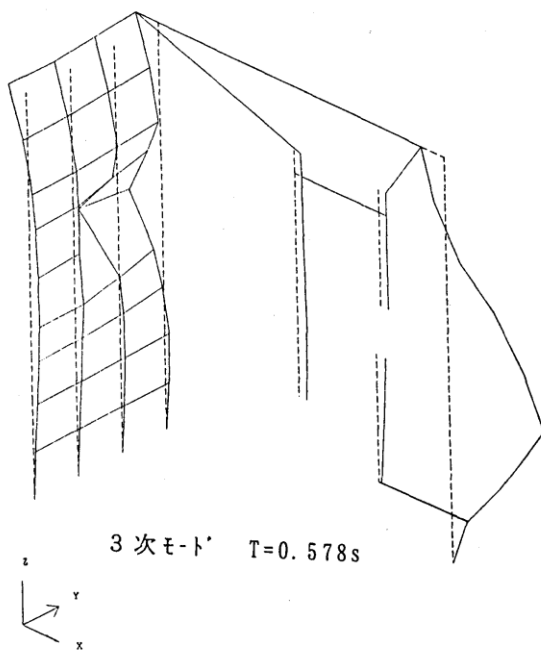
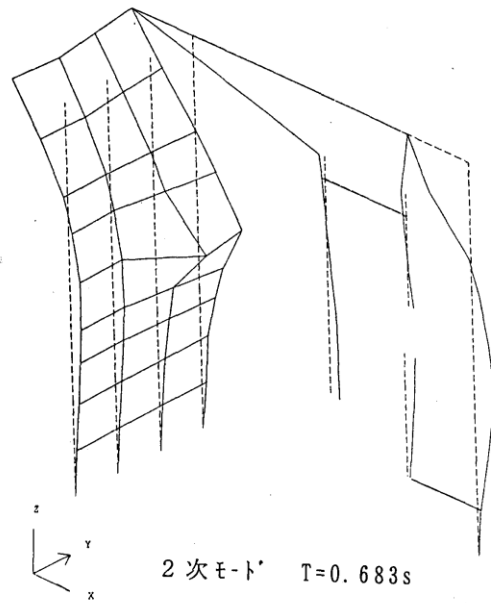
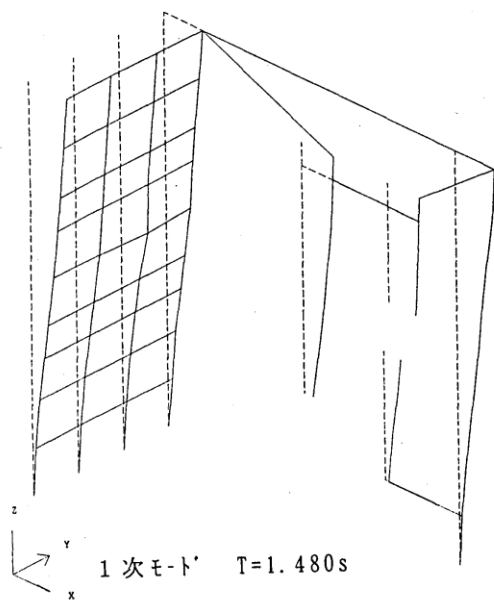


図3.2.10 対象モデルプラントの固有モード

(2) レベル1地震動を用いた時刻歴応答解析による卓越波の選定

表3.2.6中の、25cm/sに基準化した地震波3波を用いた3ケースで、時刻歴解析を実施した。応答解析手法にはNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を採用した。減衰としては、表3.2.8に示すレーリー減衰を採用した。具体的には、対象モデルプラントにおいて刺激係数が卓越する1次及び2次の固有周期に対して $h=0.05$ の減衰を与えた。

表3.2.8 レーリー減衰係数

次 数	周 期 T (s)	固有円振動数 ω (rad/s)	減衰係数 h	レーリー減衰係数 [C] = a_1 [M] + a_2 [K]
1	1.480	4.269	0.05]→ $a_1 = 0.2906$ $a_2 = 0.0074$
2	0.675	9.306	0.05	

本解析で得られた最大応答層せん断力を、図3.2.11に示す。本図より、地震波3波のうち、Taft EW波が最大応答を与えることが分かる。

参考までに、最大応答層せん断力以外の応答量として、最大応答層せん断力係数を図3.2.12に、振れ止め装置の最大応答反力を表3.2.9に、振れ止め装置の最大応答変形及び塑性率を表3.2.10に示す。これら応答量においても、Taft EW波が最大応答を与えることが分かる。

以上より、レベル1では、地震波3波のうちTaft EW波が、最大応答を与える卓越波であることがわかった。

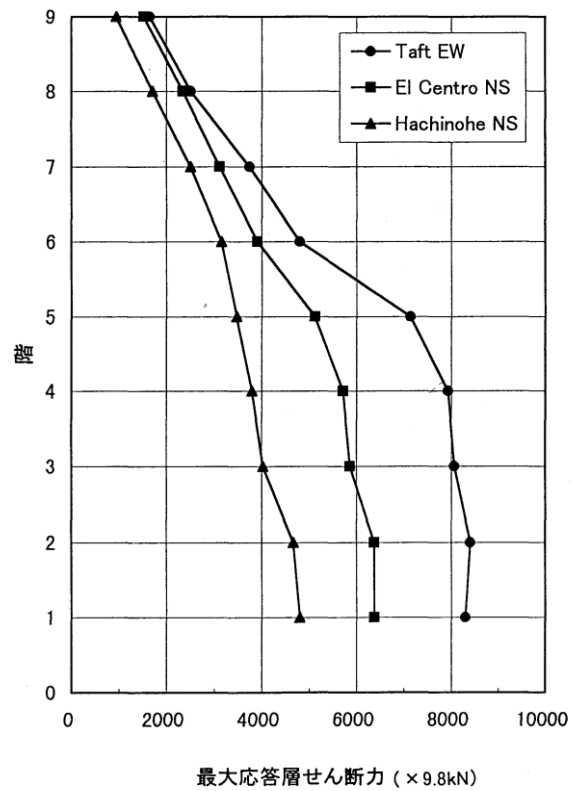


図3.2.11 最大応答層せん断力 (25cm/s入力)

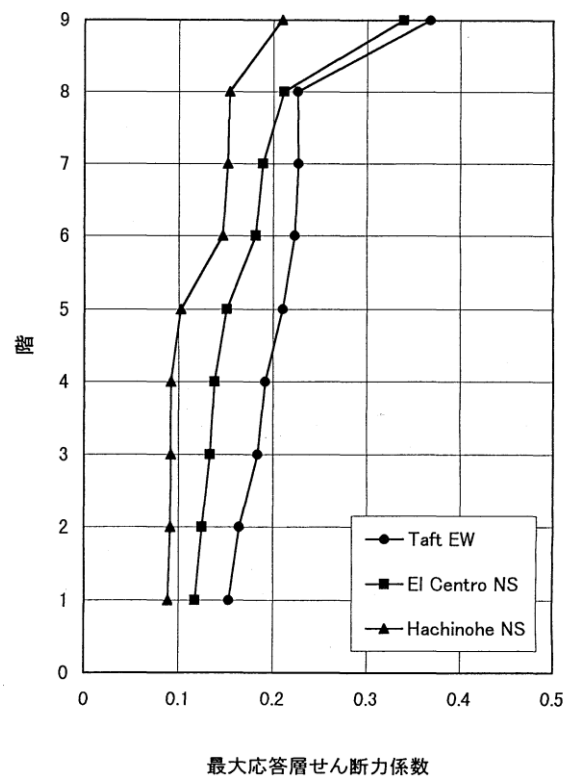


図3.2.12 最大応答層せん断力係数 (25cm/s入力)

表3.2.9 振れ止め装置の最大応答反力(25cm/s入力) (単位: $\times 9.8 \text{ kN}$)

振れ止め番号	Taft EW	El Centro NS	八戸 NS
ST-1	418.6	396.8	235.4
ST-2	213.2	139.3	132.6
ST-3	104.4	83.0	65.0
ST-4	379.1	299.7	281.5
ST-5	170.9	158.1	155.2
ST-6	299.4	207.8	187.0
ST-7	188.3	92.1	71.9
ST-8	616.8	609.4	554.8
ST-9	375.4	285.0	195.6
ST-10	590.2	450.7	430.2

表3.2.10 振れ止め装置の最大応答変形及び塑性率(25cm/s入力) (単位: cm)

振れ止め番号	Taft EW	El Centro NS	八戸 NS
ST-1	1.4(0.86)	1.3(0.82)	0.8(0.49)
ST-2	0.7(0.44)	0.5(0.29)	0.4(0.27)
ST-3	0.4(0.62)	0.3(0.49)	0.2(0.38)
ST-4	1.3(1.25)	0.9(0.81)	0.8(0.75)
ST-5	0.9(1.62)	0.5(0.94)	0.5(0.92)
ST-6	1.0(1.19)	0.6(0.70)	0.5(0.63)
ST-7	0.8(0.63)	0.4(0.31)	0.3(0.24)
ST-8	1.7(1.91)	1.1(1.23)	0.8(0.91)
ST-9	0.6(0.99)	0.5(0.75)	0.3(0.51)
ST-10	0.8(0.92)	0.6(0.71)	0.6(0.67)

(3) レベル2地震動を用いた時刻歴応答解析による卓越波の選定

表3.2.6中の、50cm/sに基準化した地震波3波を用いた3ケースで、時刻歴解析を実施した。レベル1と同様、レベル2の解析でも、応答解析手法にはNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を採用した。減衰としては表3.2.8に示すレーリー減衰を採用し、対象モデルプラントにおいて刺激係数が卓越する1次及び2次の固有周期に対して $h=0.05$ の減衰を与えた。

本解析で得られた最大応答層せん断力を、図3.2.13に示す。本図より、地震波3波のうち、Taft EW波が最大応答を与えることが分かる。

参考までに、最大応答層せん断力以外の応答量として、最大応答層せん断力係数を図3.2.14に、振れ止め装置の最大応答反力を表3.2.11に、振れ止め装置の最大応答変形及び塑性率を表3.2.12に示す。これら応答量においても、Taft EW波が最大応答を与えることが分かる。

以上より、レベル1と同様にレベル2においても、地震波3波のうちTaft EW波が、最大応答を与える卓越波であることがわかった。これより、第3章におけるボイラ構造物試験体設計用の地震波として、卓越波であるTaft EW波を用いることとした。

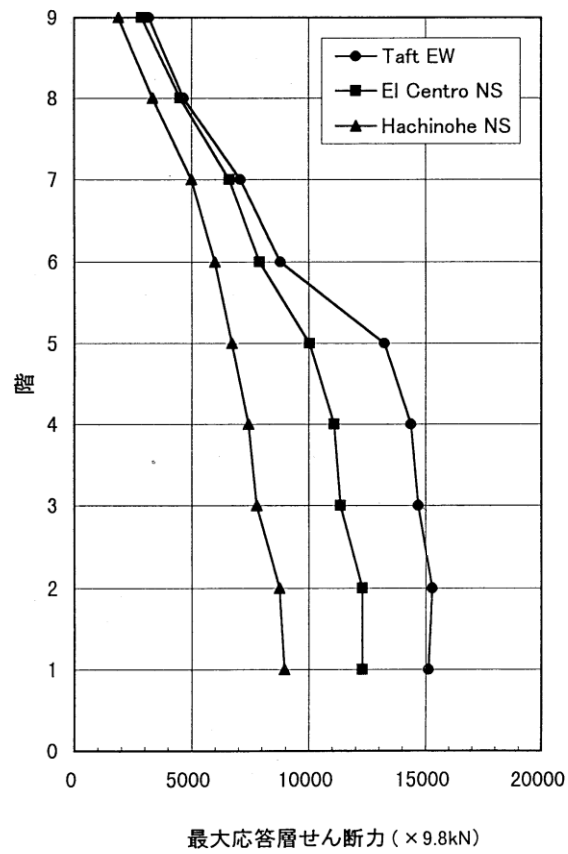


図3.2.13 最大応答層せん断力(50cm/s入力)

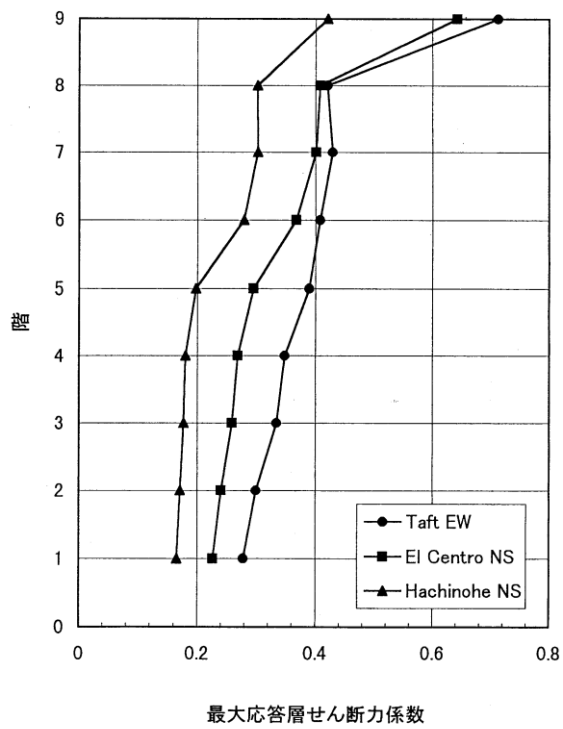


図3.2.14 最大応答層せん断力係数(50cm/s入力)

表3.2.11 振れ止め装置の最大応答反力(50cm/s入力) (単位: $\times 9.8 \text{ kN}$)

振れ止め番号	Taft EW	El Centro NS	八戸 NS
ST-1	529.4	523.2	467.4
ST-2	539.9	500.5	313.3
ST-3	192.8	179.7	170.1
ST-4	445.9	414.6	389.5
ST-5	201.7	186.7	175.1
ST-6	356.1	330.2	307.7
ST-7	346.1	321.1	298.2
ST-8	672.6	650.7	626.8
ST-9	418.7	396.4	388.9
ST-10	683.1	649.3	646.1

表3.2.12 振れ止め装置の最大応答変形及び塑性率(50cm/s入力) (単位: cm)

振れ止め番号	Taft EW	El Centro NS	八戸 NS
ST-1	3.4(2.13)	3.1(1.97)	1.5(0.97)
ST-2	3.8(2.42)	2.2(1.42)	1.0(0.65)
ST-3	3.5(5.42)	2.0(3.10)	0.9(1.40)
ST-4	5.1(4.82)	3.3(3.15)	1.9(1.80)
ST-5	4.4(8.02)	2.7(4.89)	1.4(2.48)
ST-6	4.7(5.51)	3.0(3.53)	1.6(1.82)
ST-7	4.5(3.70)	2.8(2.33)	1.3(1.06)
ST-8	6.3(7.10)	4.5(5.07)	2.5(2.85)
ST-9	4.3(6.77)	2.2(3.36)	1.4(2.21)
ST-10	4.3(4.99)	1.7(1.92)	1.4(1.63)

() 内は塑性率を示す。

3. ボイラ構造物試験体の設計

3. 1 ボイラ構造物試験体の設計法

本実証試験の目的を達成するためには、前述したように、ボイラ支持構造連成系の挙動を再現できるとともに、制振装置としての振れ止めの挙動も再現できることが必要となる。特に後者の挙動を再現するためには、振れ止めの縮尺比を1/3に設定し、これを実現できることを念頭に置いた。

実機における全部の振れ止めを対象とすると膨大な大きさの全体系試験体が必要となる。そこで、複数の振れ止め装置の中から代表的なものを一つ選び、その地震時の挙動が再現できるような試験体を設計することにした。そのため、複雑な構造を有する実機を支持構造を代表とする質点とボイラを代表する質点の2質点で表す「等価2質点モデル」へ置換する必要が生じ、これに対して「2質点近似モデル化手法²⁾」が開発された。

また、これと併せて、複数の振れ止めのバランスがボイラ構造物の地震応答に及ぼす影響を検討することを目的に、振れ止めを3箇所を設置した試験が可能となるような試験体構造とすることにした。なお、この場合には実機との対応を考えていない。

以下、3.1.1項で 2質点近似モデル化手法²⁾ の概要を説明し、3.1.2項で本手法に基づく試験体の設計フローについて述べる。

3. 1. 1 2質点近似モデル化手法

(1)概 要

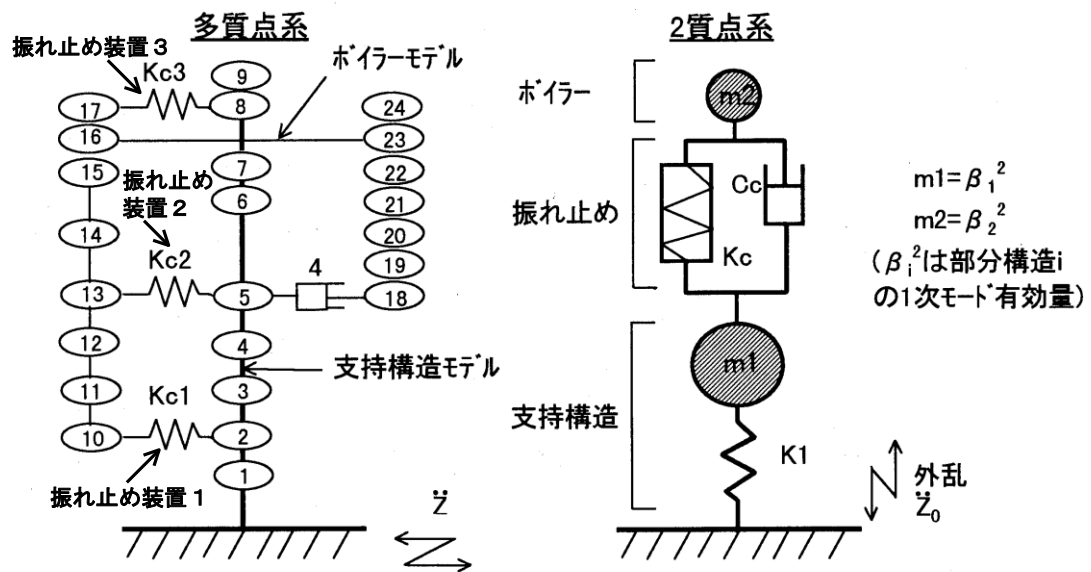
図3.3.1にボイラ支持構造の耐震設計用数値モデルを示す。本モデルは、ばね質点系モデルであり、実機設計用モデルは、通常、図中に示すような多質点系となる。2質点近似モデル化手法は、実機多質点モデルから地震応答が等価な2質点モデルへの変換を行う手法である。その概要を図3.3.1を用いて説明する。

多質点系を2質点系に変換する基本的な考え方として、部分構造合成法⁹⁾の考え方を導入する。以下、多質点モデルを二つの分構造($i=1$:支持構造, $i=2$:ボイラ)に分解した場合の各々の自由度を $N1$, $N2$ とし、全体系を $(N1+N2)$ DOF系と称する。ここに、DOFはDegree Of Freedomsの略である。

このような条件のもとで、各部分構造をモード展開し、1次モードのみを考慮する。これらのモード形状は、図3.3.2に示すように、支持構造は片持ち梁型の1次モード、ボイラは剛体モードとなる。

ボイラ構造物の場合、1次モードの寄与を示す有効質量値が、全体構造の質量の約70%を超えるため、各部分構造における1次以外の高次モードを無視することができ、この結果として $(N1+N2)$ DOF系が $(1+1)$ 系、つまり2自由度系に縮約される。

次に、 $(1+1)$ DOF系の運動方程式を2質点系の運動方程式と比較し、加速度、速度、変位の各項の係数を比較することにより、これら二つの系の連結部材である振れ止め装置の特性パラメータであるばね定数と減衰係数の関係式が導かれる。



- * (1+1) DOF 系 : 部分構造合成法で支持構造とボイラー本体の1次モードのみを考慮したモデル
- * 支持構造をサフィックス 1, ボイラーをサフィックス 2 で示す。

図3.3.1 2質点モデル近似化手法

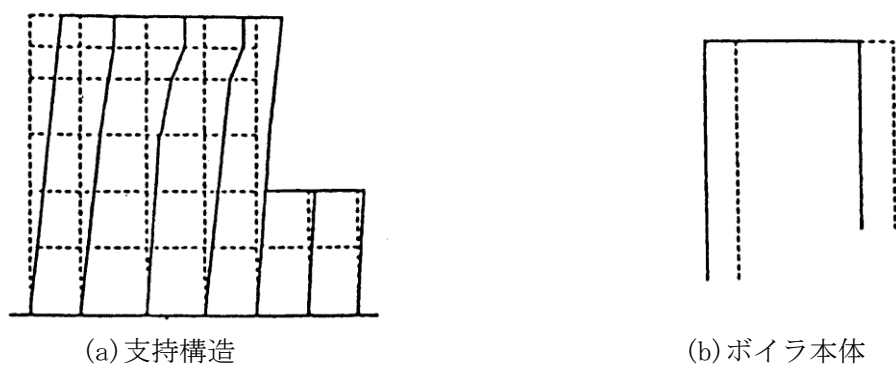


図3.3.2 部分構造の1次モード

(2) 定式化

2質点モデルの定式化について以下に説明する。なお定式化の都合上、以下のSozenと柴田の式¹⁰⁾により、弾塑性特性を等価線形化し粘弾性特性に置換する。

$$k_c = k / \mu \quad (1)$$

$$c_e = (\pi f)^{-1} \cdot h_s \cdot \mu^{-1} \cdot k \quad (2)$$

$$h_s = 0.2(1 - \mu^{-1/2}) \quad (3)$$

ここに、 k は弾塑性特性の第1勾配、 μ は塑性率、 k_c は等価剛性、 c_e は等価減衰係数、 f は卓越振動数である。なお、以下の計算では、最大級ボイラのレベル1地震に対する応答を想定して $\mu=5$ 、同ボイラの1次固有振動数を想定して $f=0.5$ (Hz)としている。

以上の結果、粘弾性結合を有する多質点モデルの運動方程式は、振れ止め装置で生ずる反力を外力とみなせば式(4)で表される。

$$M_i \ddot{X}_i + C_i \dot{X}_i + K_i X_i = \pm F_{ci} - M_i I_i \ddot{z}_0 \quad (4)$$

ここに、 z_0 は地震入力加速度であり、 X_i は部分構造 i の変位ベクトルである。 M_i 、 C_i 及び K_i は、各々、部分構造 i の質量、減衰係数及び剛性マトリックスである。 F_{ci} は部分構造 i に作用する振れ止め装置の反力ベクトル、 I_i は方向ベクトルである。

このような条件のもとで各部分構造をモード展開して1次モードのみを考慮する。このモード形状として支持構造は片持ち梁型の1次モード、ボイラは剛体モードとなる。ボイラ構造物の場合、1次モードの寄与を表す有効質量の値が全体構造の質量の約70%を超えるため、各部分構造における1次以外の高次のモードを無視でき、結果として (N_1+N_2) DOF系が $(1+1)$ DOF系の運動方程式に集約される。この運動方程式と等価2質点系の運動方程式の加速度、速度、変位の各項の係数を比較することにより、これら二つの系の振れ止め装置特性の関係式が、以下のように導かれる。

まず、ばね特性について多質点系の振れ止め装置 j のばね定数 k_{cj} を要素とするベクトル E と2質点系ばね定数 k_c の間に次式が成り立つ。

$$AE = B \quad (5)$$

ここに、

$$A = \begin{bmatrix} m_1 \cdot \beta_2 / \beta_1 \cdot A_1^t \cdot A_2^t & \\ m_1 \cdot A_1^t \cdot A_1^t & \\ m_2 \cdot A_2^t \cdot A_2^t & \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$A_1 = T_1 \phi_1 \quad (7)$$

$$A_2 = T_2 \phi_2 \quad (8)$$

$$E = [k_{c1}, k_{c2}, \dots, k_{cN}]^t \quad (9)$$

$$B = k_c [1, 1, 1]^t \quad (10)$$

式(6)中の演算記号「 \cdot 」は要素毎の乗算を示し、例えば $A_1^t \cdot A_2^t$ の場合は、

$$A_1^t \cdot A_2^t = [A_{11} \cdot A_{21}, A_{12} \cdot A_{22}, \dots, A_{1N} \cdot A_{2N}] \quad (11)$$

を示す。

ϕ_1 は支持構造の1次モード、 ϕ_2 はボイラの1次モード、 T_1 及び T_2 は、各々、振れ止め装置の支持構造側及びボイラ側の連結点を表す配置行列である。 N は実機多質点系における振れ止め装置の数である。 m_1 及び m_2 は、各々、等価2質点数値モデルにおける支持構造及びボイラの質量であり、各々の刺激係数 β_1 及び β_2 を用いて以下で表せる。

$$m_1 = \beta_1^2 \quad (12)$$

$$m_2 = \beta_2^2 \quad (13)$$

式(6)の行列 A の中には各振れ止め装置の取り付け位置を示す行列 T_1 、 T_2 が含まれている。したがって、この方法で得られる等価2質点系のばね定数 k_c には、実機の複数の振れ止め装置のばね定数、および各振れ止め装置の取り付け位置の情報が反映されていることがわかる。減衰係数 c_c の計算式も上述したばね定数 k_c と同様な形となる。

(3) 検証

本手法の妥当性を示すデータの一例を図3.3.3、図3.3.4に示す。これらの図は、図3.3.1中の等価2質点モデルにより算出した基礎加速度入力に対する質点8、5、2及び振れ止め装置3、2、1の周波数応答と実機多質点系の応答を比較したものである。

図3.3.3は支持構造の上(質点8)、中(質点5)、下(質点2)の3箇所での応答、図3.3.4は上(振れ止め装置3)、中(振れ止め装置2)、下(振れ止め装置1)の各段の振れ止め装置設置部での支持構造とボイラの相対変位の応答を示す。

実機多質点モデルと2質点モデルの1次モード($f=0.5\text{Hz}$)に着目した場合、図3.3.3に示す支持構造の応答に関しては3箇所とも両モデルによる計算結果が良く一致している。

一方、図3.3.4に示す支持構造とボイラの相対変位に関しては、実機多質点モデルにおける重心位置(振れ止め装置2の位置)の応答が、両モデルで良く一致している。

以上の結果から、等価2質点モデルの応答は、実機多質点モデルにおける重心位置の応答を良好に再現していることが分かる。

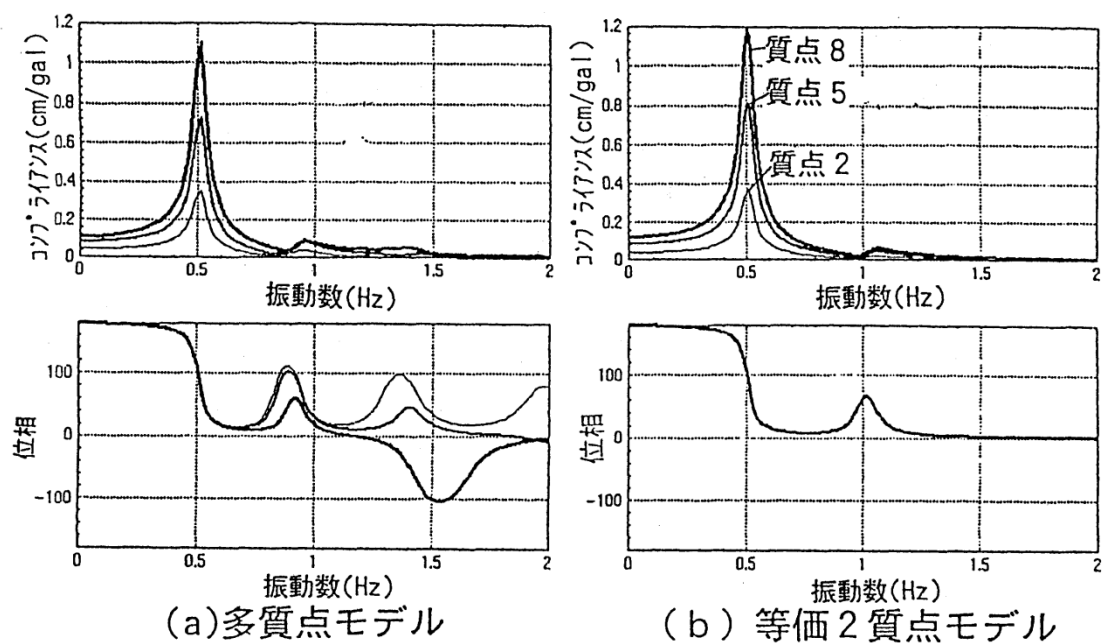


図3.3.3 支持構造変位の周波応答曲線

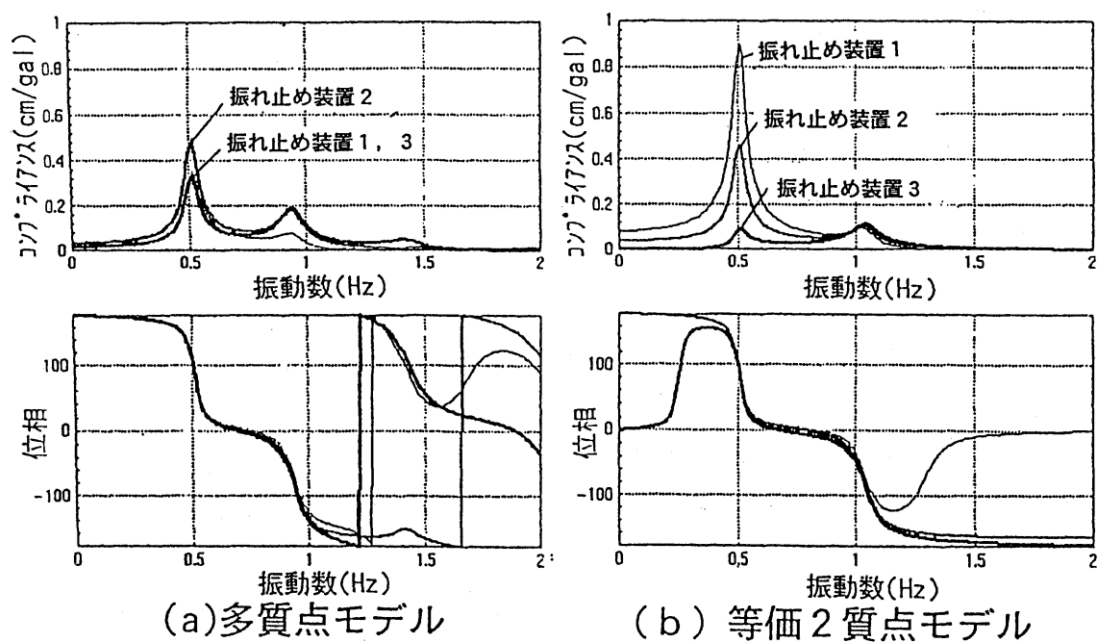


図3.3.4 相対変位の周波数応答曲線

3. 1. 2 試験体の設計フロー

(1) 概略フロー

図3.3.5に、実機から試験体までの設計の概略フローを示す。本フローは、主として三つの過程から成り、これにより図3.3.6及び表3.3.1に示す文部科学省防災科学技術研究所所有の大型振動台(サイズ：15m×14.5m)¹¹⁾で加振可能な試験体を設計する。

最初の過程は、2質点モデル近似化手法による実機多質点モデルから2質点モデルへの変換であるが、これについては、第3.1.1項で述べた。第2の過程では、第1過程で得られた2質点モデルの固有振動特性が等価となるように、ボイラ及び支持構造の質量と振れ止め装置の剛性を39分割したモデルを作成する。以下、このように質量と剛性を分割する方法を「スライス」と呼ぶ。また、この方法で作成されたモデルのことをスライスモデルと呼ぶ。第3の過程は、スライスモデルを相似則によって縮小して試験体を設計する過程である。

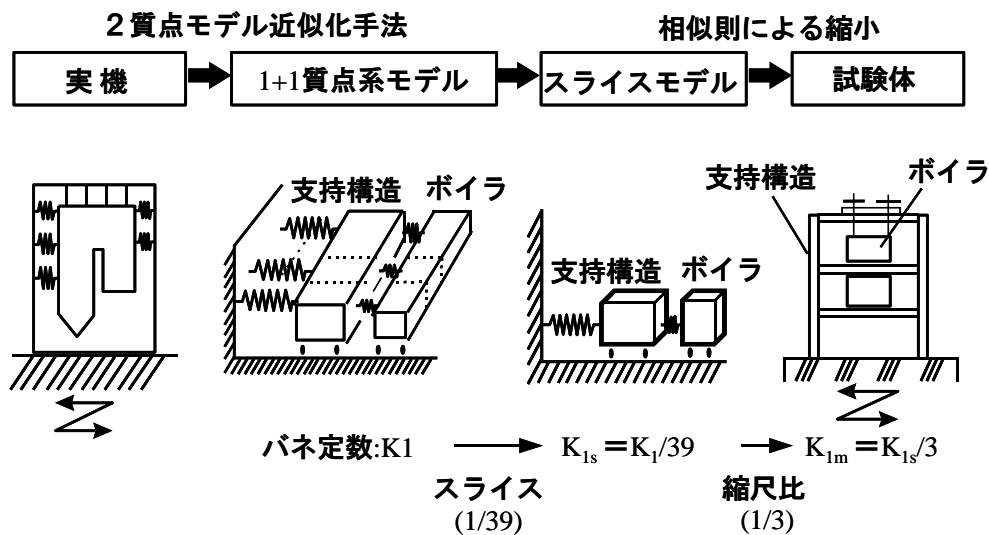


図3.3.5 試験体設計の概略フロー

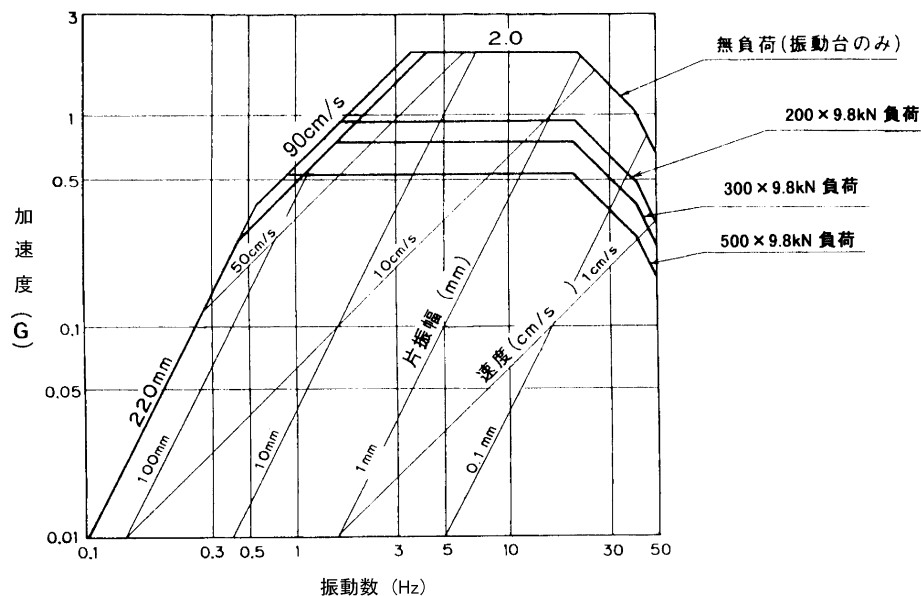


図3.3.6 防災研振動台の性能曲線

表3.3.1 防災研振動台の主な仕様

項 目	仕 様
加 震 台	15.0×14.5m 重量 160×9.8kN
駆 動 方 式	電気油圧サーボ方式
加 震 機 出 力	360×9.8kN (90×9.8kN×4 台)
最大搭載重量	500×9.8kN
最 大 振 幅	±220mm
最 大 速 度	90cm/s
最 大 加 速 度	0.5G (500×9.8kN時) 0.9G (200×9.8kN時)
加振周波数範囲	DC～50Hz
加 振 波 形	正弦波, 不規則波, 地震波
サーボバルブ	MOOGJ079-200型 2 台/加震機 1 台
制 圧 軸 受	12台 油圧140×9.8kN/cm ²
ガイドシリンダ	4台 油圧140×9.8kN/cm ²
主ポンプユニット	11台 吐出油量 3,960リットル/min
	4台 吐出油量 3,200リットル/min
副ポンプユニット	2台 吐出油量 800リットル/min

(2) 詳細フロー

試験体設計の詳細フローを図3.3.7に示す。図中に示すステップ順に設計手順を説明する。2質点モデル近似化手法は、粘弾性連結部材つまり線形の連結部材を対象とした手法であるので、ステップ1において実機における弾塑性型振れ止め装置を等価な粘弾性に置き換える。図3.3.8に、ここで用いる等価線形化手法である前述のSozenと柴田の方法¹⁰⁾を示す。本手法は、弾塑性のヒステリシスループにより逸散される振動エネルギーの量が、粘性により消費されるエネルギーに等しいとすることに基づく方法である。

ステップ2では、2質点モデル化手法により粘弾性型に置換された実機多質点数値モデル(図3.2.2)を、2質点数値モデル(図3.3.9)に変換する。

ステップ3では、等価線形化手法(図3.3.8)により、粘弾性型実機2質点数値モデルを弾塑性型に逆変換する。

ステップ4では、弾塑性型実機2質点数値モデルの固有振動特性と等価になるように、ボイラ及び支持構造の振れ止め装置の剛性を39分割したスライスモデル(図3.3.10)を作成する。以下、このモデルのことを実機2質点スライスモデルと呼ぶ。

ステップ5では、表3.3.2に示す相似則に基づいて、実機2質点スライスモデル(図3.3.10)から試験模型2質点モデル(図3.3.11)へのスケールダウンを行う。本表中の相似則は、文部科学省防災科学技術研究所¹¹⁾での試験設備、試験体の規模、予算等の制約を考えた上で、最も実物大に近い試験体とすることを念頭に置き、実機と試験体の間で慣性力と復元力の比を一致させるように導出したものである。なお、試験模型の材料は実機と同一と仮定した。

ステップ6では、2質点近似モデル化手法により、試験模型2質点数値モデル(図3.3.11)を試験模型多質点モデル(図3.3.12)に逆変換する。具体的な試験体として、図3.3.5に示すような3層支持構造とするため。試験模型多質点モデルの質点数は、支持構造3、ボイラ1の計4質点とすることとした。

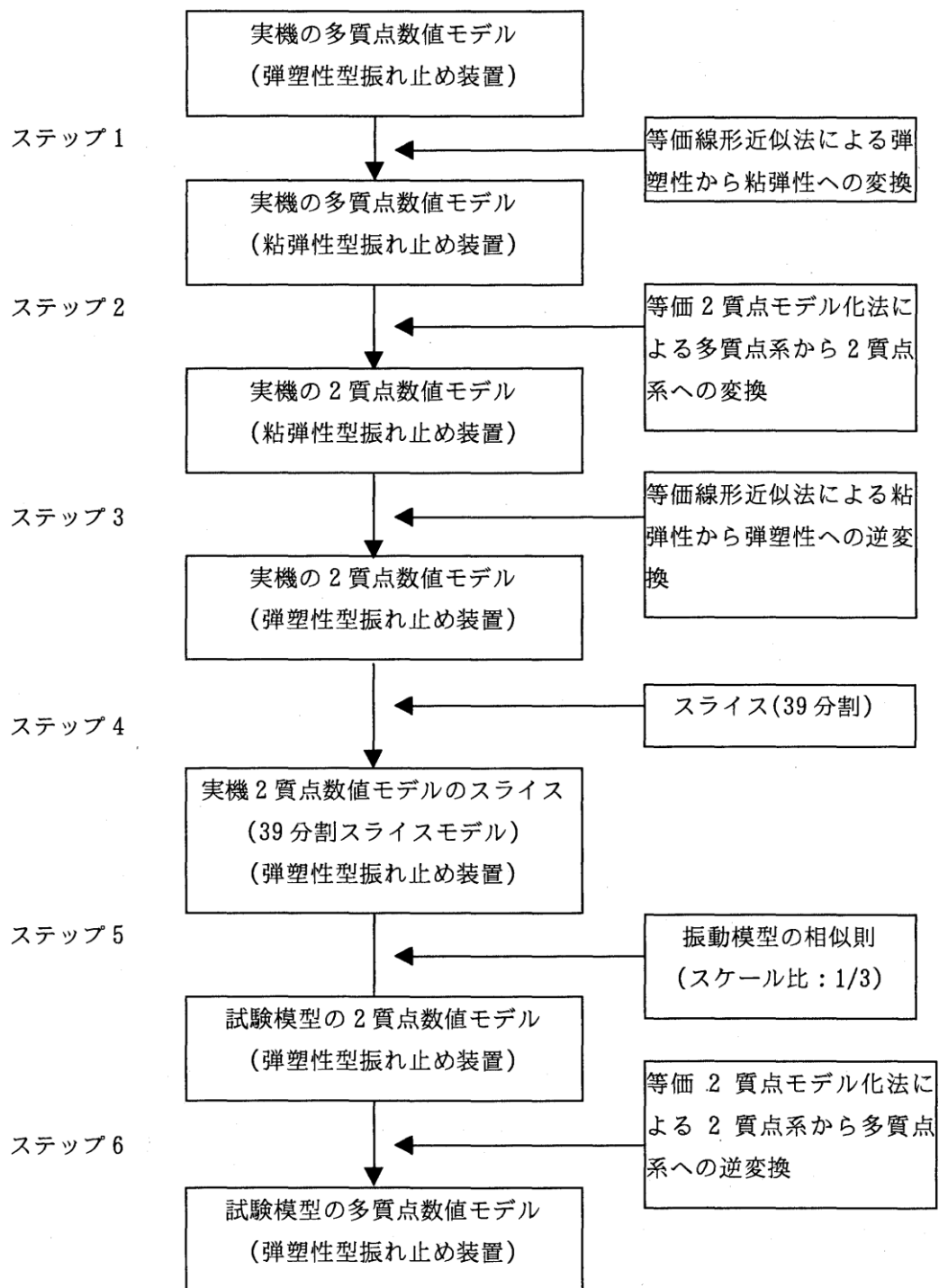
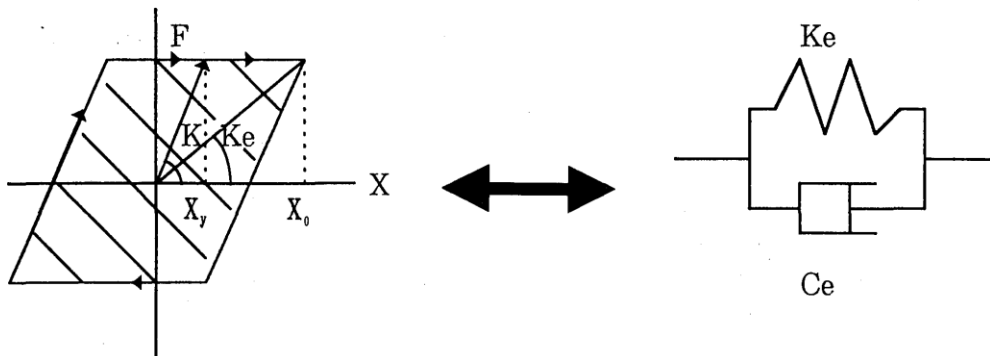


図3.3.7 試験体設計の詳細フロー

弾塑性

粘弾性



- $K_e = K / \mu$
- $C_e = 0.2 \cdot K_e \cdot (\pi \cdot f)^{-1} \cdot (1 - \mu^{-1/2}) \cdot \mu^{-1}$

$$\left[\begin{array}{l} \mu = X_o / X_y : \text{Ductility Ratio} \\ f : \text{Frequency} \end{array} \right]$$

図3.3.8 等価線形化手法

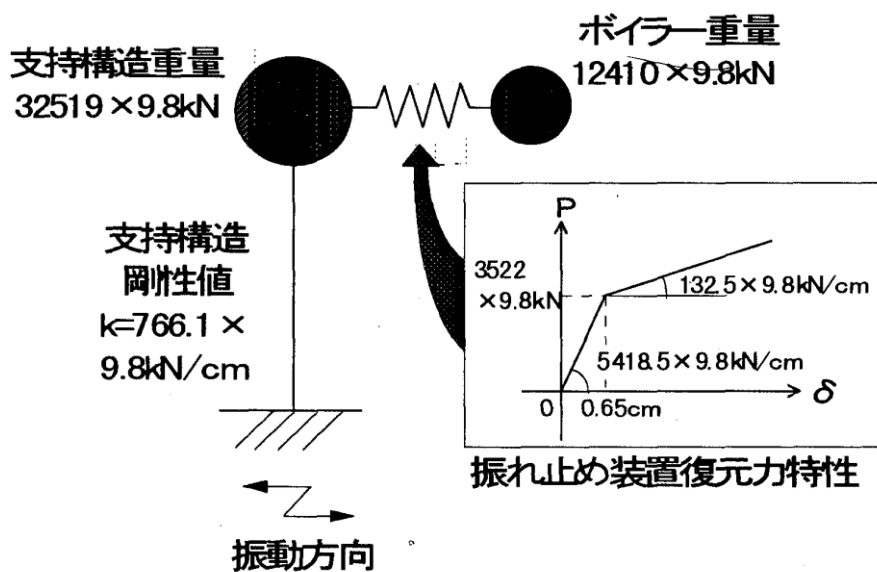


図3.3.9 実機2質点モデル

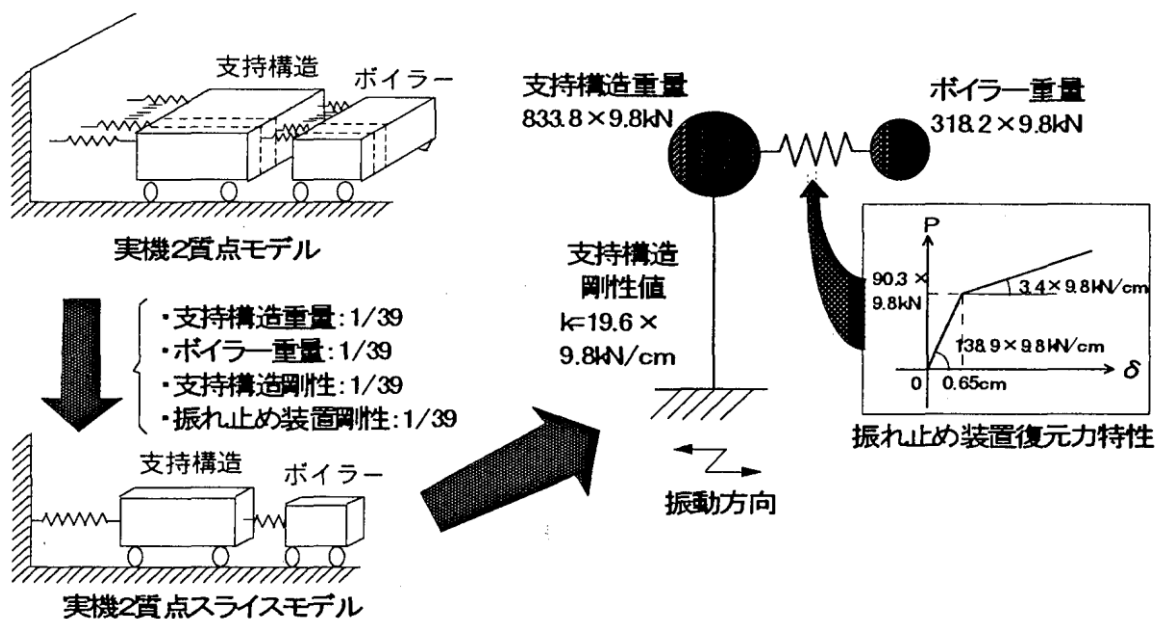


図3.3.10 実機2質点スライスモデル

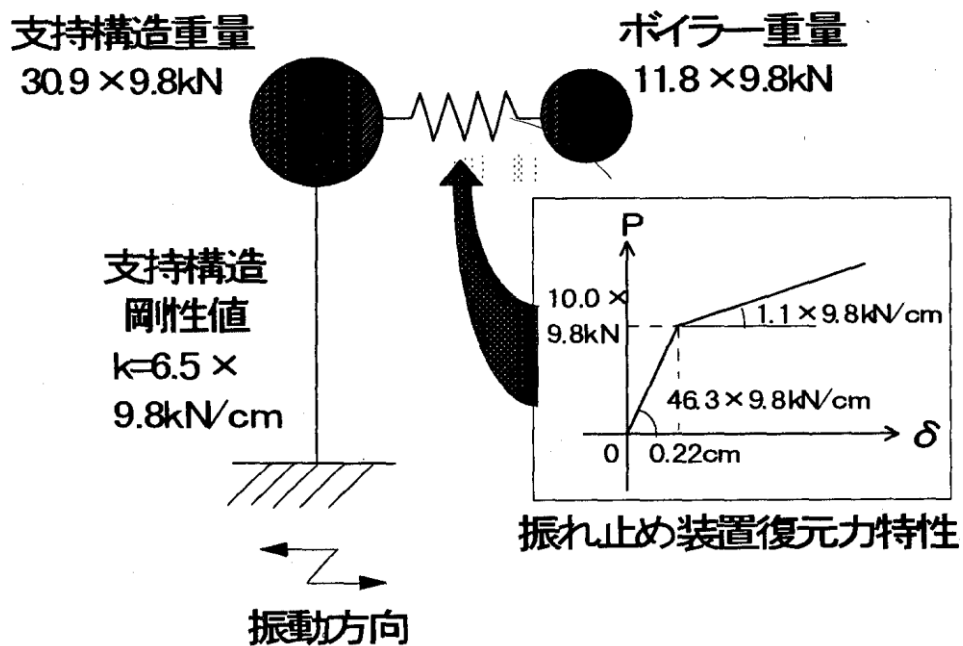


図3.3.11 試験模型2質点モデル

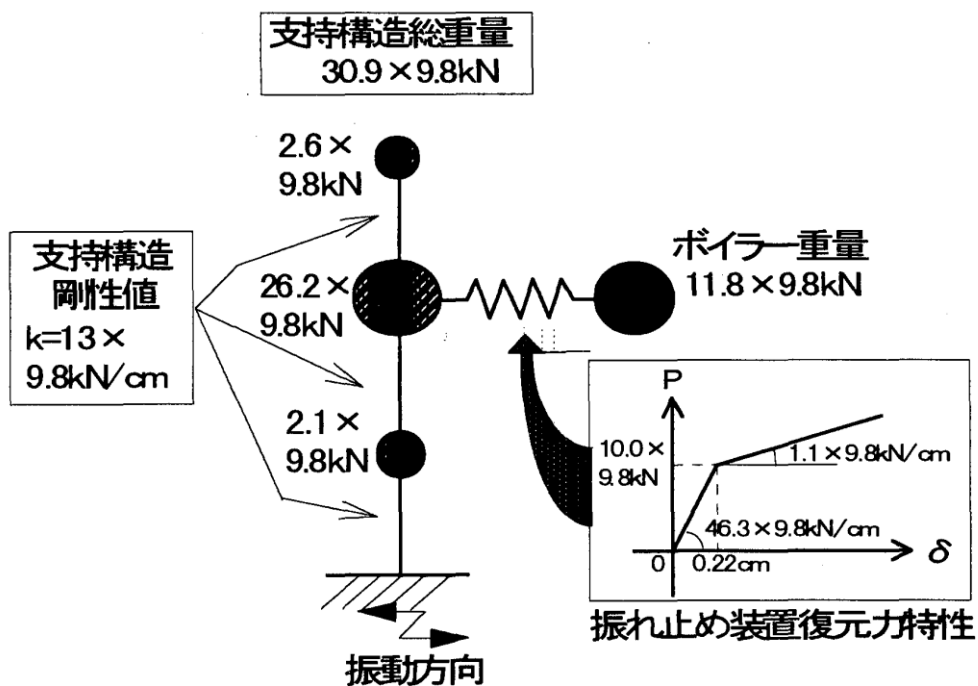


図3. 3. 12 試験模型4質点モデル

表3. 3. 2 試験体設計・加振入力条件に用いる相似則

	試験模型2質点モデル 実機2質点スライスモデル
長さ	$L_{1m}/L_{1s} = 1/n = 1/3$
剛性	$k_{1m}/k_{1s} = L_{1m}/L_{1s} = 1/n = 1/3$
力	$F_{1m}/F_{1s} = k_{1m}/k_{1s} \cdot L_{1m}/L_{1s} = 1/n^2 = 1/9$
質量	$M_{1m}/M_{1s} = L_{1m}^3/L_{1s}^3 = 1/n^3 = 1/27$
周波数	$\omega_{1m}/\omega_{1s} = \sqrt{M_{1s}/M_{1m} \cdot k_{1m}/k_{1s}} = n = 3$
時間	$T_{1m}/T_{1s} = \omega_{1s}/\omega_{1m} = 1/n = 1/3$
加速度	$\ddot{x}_{1m}/\ddot{x}_{1s} = L_{1m}/L_{1s} \cdot \omega_{1m}^2/\omega_{1s}^2 = n = 3$
速度	$\dot{x}_{1m}/\dot{x}_{1s} = L_{1m}/L_{1s} \cdot \omega_{1m}/\omega_{1s} = 1$

3. 2 ボイラ構造物試験体設計法の妥当性検証

前節で述べた方法で設計する試験模型が、実機の支持構造及びボイラ本体の重心位置の挙動を再現しているかどうかを数値解析で確認することで、試験体設計法の妥当性を検証することにした。

具体的には、実機多質点モデル、実機2質点モデル、スライス実機2質点モデル、試験模型2質点モデル及び試験模型4質点モデルにおける振れ止め装置最大変形量や、最大反力等を比較する。以下、数値解析に用いた入力地震波、解析条件、解析方法の順に説明する。

3. 2. 1 入力地震波及び解析条件

2.3.4項で述べたように、表3.2.6中の地震波3波のうちTaft EW波がボイラ構造物に最大応答を与える卓越波であるため、ボイラ構造物試験体の設計には、卓越波であるTaft EW波を用いることにした。表3.2.1に示すように、振れ止め装置の降伏荷重 P_y の合計値は実証対象モデルプラントの値である $P_y=3900t$ とした。

解析条件として、支持構造及びボイラは弾性ばねと質点でモデル化し、振れ止め装置は弾塑性型のばねでモデル化した。応答解析手法としてNewmarkの β 法を採用し、本法における β 値を1/4とした。減数にはレーリー減衰を採用し、刺激係数が卓越する1次及び2次モード形に対してモード減衰比が0.05となるように調整した。

3. 2. 2 解析結果と妥当性検証

表3.3.3に、前節で述べた数値モデルのうち、図3.3.7中のステップ1, 3, 5, 6の弾塑性型モデルの特性、固有値解析結果及び、応答解析結果を示す。なお、応答解析結果は、レベル2入力時の結果である。

まず最初に、実機多質点モデル(図3.2.2)と実機2質点モデル(図3.3.9)の解析結果に着目する。両モデルの1次固有周期は5%程度の誤差範囲で精度良く一致している。また両モデルのベースシャは誤差10%程度、振れ止め装置最大変形量はほぼ同値、振れ止め装置最大反力は20%程度の誤差範囲で一致している。このように両モデルの応答性状はほぼ等しいことから、実機2質点モデルが実証試験のベースとして妥当であることを確認した。

次に、実機2質点モデル(図3.3.9)とスライス実機2質点モデル(図3.3.10)の解析結果に着目する。両モデルにおける1次固有周期及び振れ止め装置最大変形量は、ほぼ同値である。スライス実機2質点モデルのベースシャ及び振れ止め装置最大反力は、実機2質点モデルでの応答値を1/39したものとはほぼ同値である。これより「スライス」の概念の妥当性とスライス実機2質点モデルの有用性が確認できた。

スライス実機2質点モデル(図3.3.10)と試験模型2質点モデル(図3.3.11)の解析結果に着目する。試験模型2質点モデルの1次固有周期及び振れ止め装置最大変形量は、相似則に従ってスライス実機2質点モデルの1/3になっている。同様に、試験模型2質点モデルのベースシャと振れ止め装置最大反力は1/9になっている。これより、相似則及び試験模型2質点モデルの妥当性を確認できた。

試験模型2質点モデル(図3.3.11)と試験模型4質点モデル(図3.3.12)に解析結果に着目する。両モデルのベースシャ、振れ止め装置最大変形量、振れ止め装置反力の値がほぼ一致していることから、質量分布の違いや、3層化に伴う影響は小さいことを確認できた。

本設計法を用いた全体系試験用の試験体の設計結果については、次節で述べる。

表3.3.3 数値モデルの特性値，固有値解析結果及び応答解析結果の比較

数値モデル (弾塑性型)	実機多質点	実機2質点	スライス実機2質点 (1/39分割)	試験模型2質点 (縮尺比:1/3)	試験模型4質点
支持構造重量(t)	41845.8	32519.0	833.8	30.9	30.9
ボイラ重量(t)	12410.0	12410.0	318.2	11.8	11.8
降伏荷重(t)	3900.0	3522.0	90.3	10.0	10.0
振れ止め装置 降伏変位(mm)	-	6.5	6.5	2.2	2.2
第1剛性(t/mm)	-	541.85	13.89	4.63	4.63
1次固有周期(s)	1.48	1.55	1.55	0.52	0.51
ベースシヤ(t)	15125.8	16394.7	419.9	46.7	45.5
振れ止め装置最大変形量(mm)	34～63	54	53	19	16
振れ止め装置最大反力(t)	4386.3	4149.1	106.1	11.9	11.6

3. 3 ボイラ構造物試験体の設計結果

3. 3. 1 概 要

前節に記載の設計法で設計したボイラ構造物試験体の概要を図3. 3. 13に示す。実機におけるボイラの1次振動モードは剛体変形であることから、ボイラ試験体は曲げ変形しない鋼板でモデル化した。一方、実機における支持構造の1次振動モードは、片持ち梁型の曲げ変形になることから、支持構造試験体は柱構造でモデル化した。試験時において、振れ止め装置は、図中の2階の位置、つまりボイラ支持構造試験体の重心位置付近に設置した。

3. 3. 2 ボイラ及び支持構造の試験体

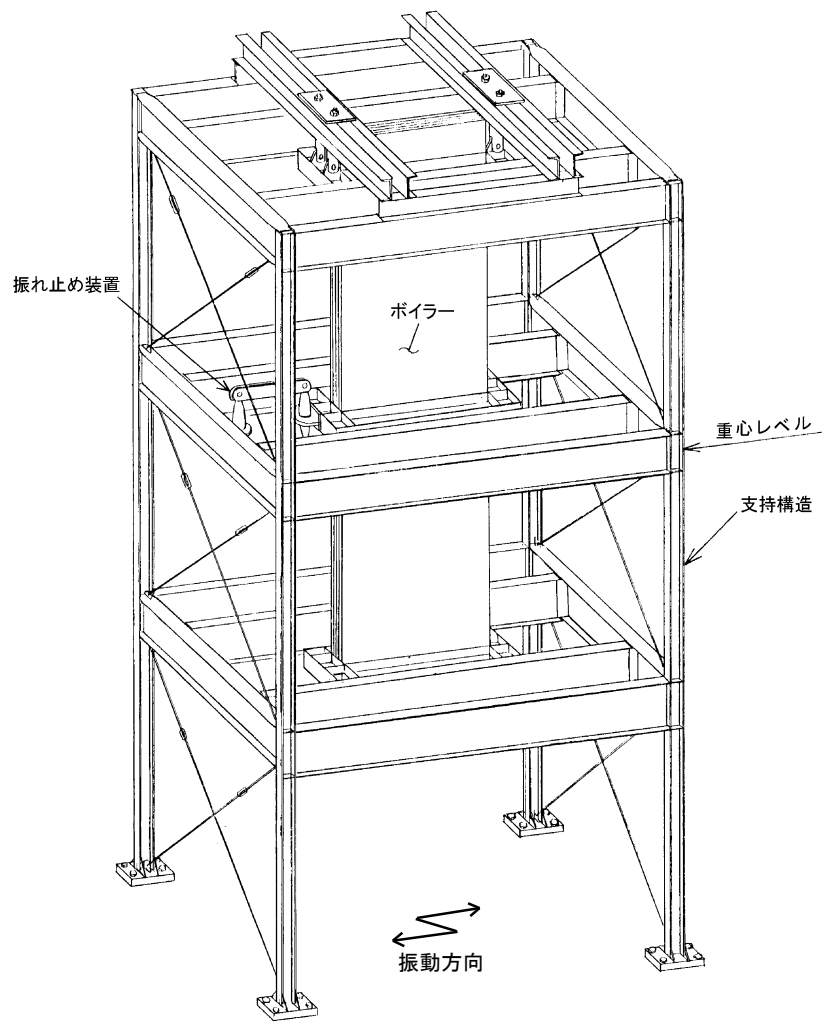
図3. 3. 13に示すボイラ構造物試験体のうち、ボイラ及び支持構造の詳細について説明する。これらの試験体は、下記(1)～(4)を考慮して詳細設計した。

- (1) 1自由度系の柱水平剛性 K_s を、柱4本で均等分担する等価な断面2次モーメントを求める。
このとき試験体は、せん断型の変形をするものと仮定する。
- (2) 予備解析で求めた支持構造の応答変位から柱に作用するせん断力及び曲げモーメントを求める。
- (3) ボイラ試験体と振れ止め装置の大きさから柱スパンを決める。
- (4) 架構全体の転倒モーメントから柱の強度が短期許容応力度以下であることを確認する。
このとき支持構造の高さをパラメータとして最適な試験体高さを決定する。

詳細設計の結果を表3. 3. 4に示す。柱の層剛性が決まっていることから、試験体の高さを低く抑えると柱のサイズが小さくなりすぎて柱の強度が不足する。同表に示すように、重心位置が4m程度であれば強度はほぼ満足されるが多少の裕度が必要なことから重心高さを510cmとした。また、振れ止め装置の3段の加振試験を想定し、重心位置より下方中心に梁レベルを設けた。この点に反曲点ができる。最上段の位置としては、重心高さの半分を上 にのせて最上段とした。

試験体の構造を図3. 3. 14に示す。基礎部は、振動台のアンカーホールにあわせ柱脚を配置した。また、支持構造の柱材の材料特性を、表3. 3. 5に示す。

上述のように設計されたボイラ及び支持構造の試験体の固有周期と固有モードを、図3. 3. 15に示す。

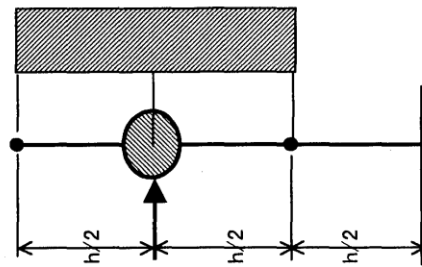
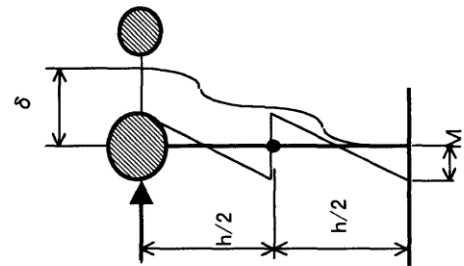
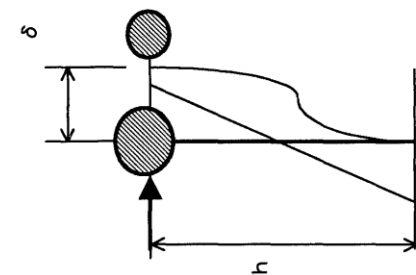


項目	寸法 (m)	重量 (×9.8kN)
支持構造	高さ 幅 奥行 8.3×4.0×4.0	32.4
ボイラー	5.75×1.5×0.3	11.8

図3.3.13 ボイラ構造物試験体の概要

表3.3.4 全体試験 柱サイジング 1質点 3層(柱 WEL-TEN780E)

重心高さ	h	cm	300	400	500	510
応答変位	δ	cm				
柱剛性 K_s	K_s	x9.8kN/cm		7.45		
柱層せん断力	$Q=K_s \cdot \delta$	x9.8kN		6.55		
同上柱1本	$Q'=Q/4$	x9.8kN		48.77		
断面2次モーメント	I, Z	cm ⁴ , cm ³	1753.4	4156.2	8117.6	8614.4
曲げモーメント	$M=Q' \cdot h/4$	x9.8kN·cm	914.39	1219.19	1523.99	1554.47
同上柱1本	$I/4$	cm ⁴	438.3	1039.0	2029.4	2153.6
柱サイズ	-	mm	HW 90x 85x 6/ 19	HW 115x 115x 6/ 19	HW 140x 140x 6/ 19	HW 140x 150x 6/ 19
断面性能	I_x, Z_x	cm ⁴ , cm ³	423.8	1042.8	2016.3	2156.6
	I_y, Z_y	cm ⁴ , cm ³	194.6	481.7	869.1	1068.9
断面積	A	cm ²	35.4	48.3	59.3	63.1
曲げ応力度	$\sigma_{bx}, f_{bx}, \sigma_{bx}/f_{bx}$	x9.8kN/cm ²	9.71	6.72	5.29	5.05
軸力、軸応力度	$P=Q \cdot h/2 / A, \lambda, \lambda, f_a$	x9.8kN, x9.8kN/cm ²	16.3	21.7	27.1	27.6
基準強度	$F, f_x, \lambda, \lambda, f_a$		7.8	7.8	7.8	7.8
許容軸力	f_a		7.8	7.8	7.8	7.8
許容軸力	$f_a \cdot A \cdot 1.5$		123.99	172.69	199.39	235.70
応力度比	$\sigma_{bx}/f_{bx} + f_c/f_a$		1.38 > 1.0	0.99 > 1.0	0.91 < 1.0	0.84 < 1.0



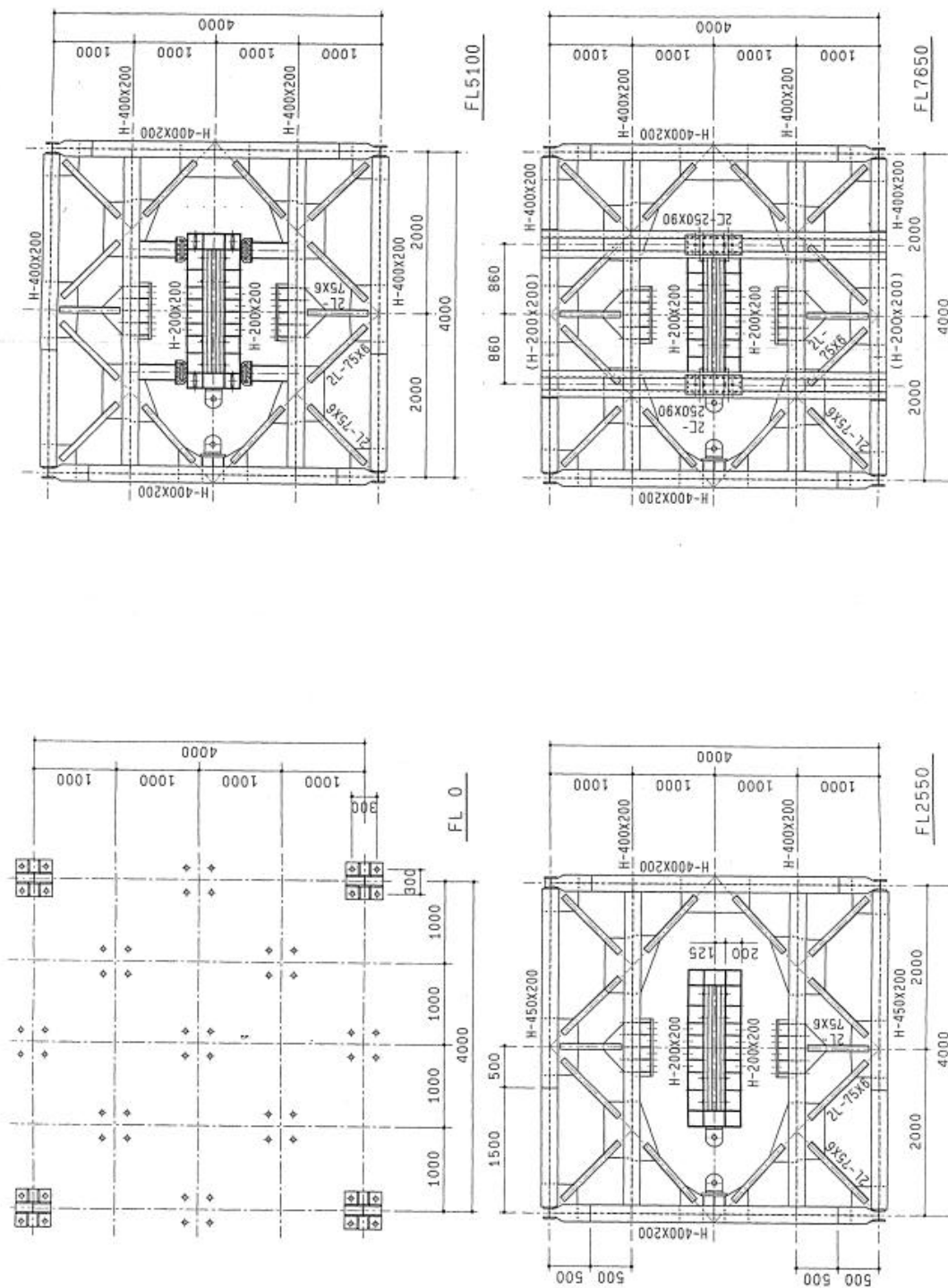


図3.3.14(2) 全体系試験体構造図(その2)

表3.3.5 全体試験模型 柱用材料仕様 (柱材 WEL-TEN780E)

規格記号 (適用箇所)	化 学 成 分 (%)										機 械 的 性 質												
	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	B	Ceq ¹⁾	引 張 試 験		引 張 強 さ N/mm ²	伸 び 厚5mm %	試 験 片 JIS	曲 げ 角 度	内 側 半 径 厚5mm	厚 さ mm	試 験 温 度 ℃	3個の平均値	個々の値
													耐 状 況 また は 力	引 張 強 さ N/mm ²									
WEL-TEN780RE (2.3~9mm)	0.16 以下	0.55 以下	2.00 以下	0.030 以下	0.025 以下	—	—	—	—	—	—	0.55 以下	685以上	780~930以上	9 以下	15	5号	180°	9以下	厚さ0.1.5倍	—	—	—
WEL-TEN780A (6~200mm)	15100 以下	0.14 以下	0.60 以下	0.015 以下	0.010 以下	0.15 以下	15150 以下	0.40 以下	0.30 以下	0.10 以下	0.005 以下	3)	1550 685以上 50<1 665以上	16以下 16 超	16	5号	5号	32未満	厚さ0.1.5倍	12超 200以下	—40	47以上 27以上	
	100<1 以下	0.16 以下	1.20 以下	0.015 以下	0.010 以下	0.50 以下	150<1 以下	0.80 以下	0.60 以下	0.10 以下	0.005 以下	—	685以上	760~910	20 超	16	4号	32以上	厚さ02.0倍	—	—	—	
	0.14 以下	0.35 以下	0.60 以下	0.015 以下	0.010 以下	0.10 以下	0.30 以下	0.30 以下	0.15 以下	0.05 以下	0.005 以下	0.53 以下	780~930	16以下 16 超	16	5号	5号	32未満	厚さ0.1.5倍	12超 500以下	—40	47以上 27以上	
	0.07 以下	0.55 以下	0.60 以下	0.020 以下	0.015 以下	0.80 以下	1.50 以下	0.80 以下	0.60 以下	0.10 以下	—	0.55 以下	685以上	780~930	20 超	16	4号	32以上	厚さ02.0倍	—	—	—	
WEL-TEN780 (6~50mm)	15100 以下	0.35 以下	0.60 以下	0.020 以下	0.015 以下	0.15 以下	15150 以下	0.40 以下	0.15 以下	0.10 以下	0.005 以下	3)	1550 685以上 50<1 665以上	16以下 16 超	16	5号	5号	32未満	厚さ0.1.5倍	12超 200以下	—	—	
	0.16 以下	0.55 以下	1.20 以下	0.015 以下	0.010 以下	0.50 以下	150<1 以下	0.80 以下	0.60 以下	0.10 以下	0.005 以下	—	685以上	760~910	20 超	16	4号	180°	—	—	—	—	
	0.16 以下	0.55 以下	0.60 以下	0.025 以下	0.015 以下	0.50 以下	50<1 以下	0.60 以下	0.15 以下	0.10 以下	0.005 以下	3)	1550 685以上 50<1 665以上	16 超	24	5号	5号	32未満	厚さ0.1.5倍	12超 150以下	—20	47以上 27以上	
	0.16 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.025 以下	0.015 以下	—	1550 以下	0.60 以下	0.15 以下	0.10 以下	0.005 以下	—	685以上	760~910	20 超	16	4号	32以上	厚さ02.0倍	—	—	—	
WEL-TEN780P (6~50mm)	0.16 以下	0.55 以下	0.90 以下	0.025 以下	0.015 以下	—	—	—	1)	—	1)	0.60 以下	685以上	780~930	16以下 16 超	16	5号	180°	32未満	厚さ0.1.5倍	—20	—	
WEL-TEN780E (6~50mm)	0.22 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.025 以下	0.015 以下	1520 以下	—	1)	—	1)	1)	0.60 以下	685以上	780~930	16 超	24	5号	180°	32以上	厚さ02.0倍	—15	47以上 27以上	
WEL-TEN950 (6~100mm)	0.16 以下	0.35 以下	0.60 以下	0.012 以下	0.008 以下	1)	1)	1)	1)	1)	1)	0.76 以下	885以上	950~1130	16以下 16 超	13	5号	—	厚さ0.2.0倍	12超 100以下	—50	47以上 27以上	
WEL-TEN950PE (6~25mm)	0.16 以下	0.55 以下	0.90 以下	0.025 以下	0.008 以下	—	—	—	1)	—	1)	0.76 以下	885以上	950~1130	20 超	13	4号	180°	—	厚さ0.2.0倍	—	47以上 27以上	
WEL-TEN950RE (6~8mm)	0.16 以下	0.55 以下	2.00 以下	0.025 以下	0.020 以下	—	—	—	1)	—	1)	0.50 以下	885以上	950~1130	6 超 11 以下	8 以下 11 以下	5号 5号	180°	—	厚さ0.1.5倍	12超 100以下	—20	47以上 27以上

1) 必要に応じて次の範囲で化学成分を添加することがあります。

2) 炭素当量Ceqは添加元素について算出し、その計算式は次式によります。

3) Ceqは下表のとおりです。

規格記号	厚さ mm	50以下	50超52以下	52超100以下	100超150以下	150超
WEL-TEN780A	0.51以下	0.51以下	0.51以下	0.51以下	0.51以下	0.51以下
WEL-TEN780B	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下
WEL-TEN780C	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下
WEL-TEN780E	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下
WEL-TEN950	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下
WEL-TEN950PE	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下
WEL-TEN950RE	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下	0.60以下

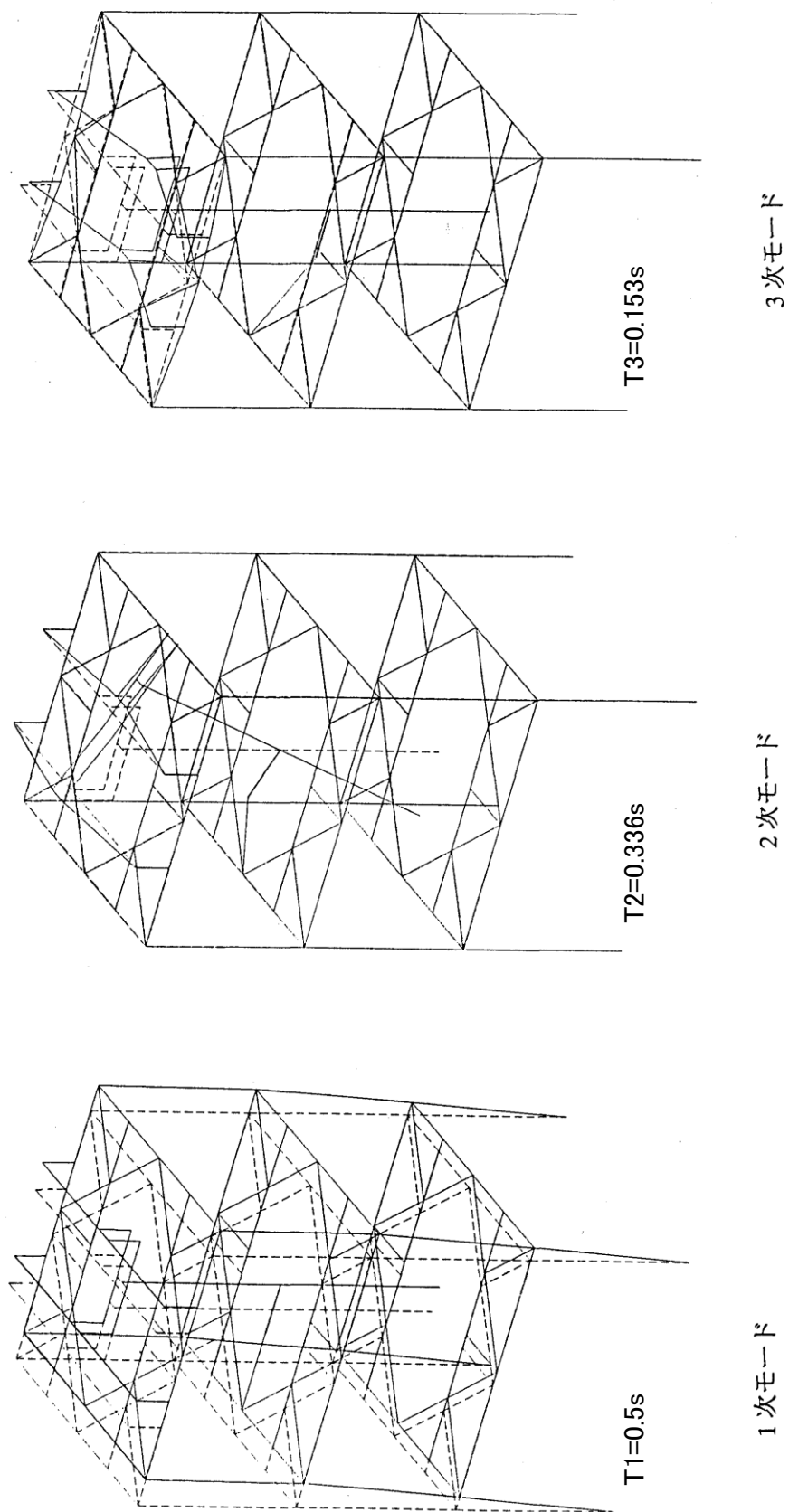
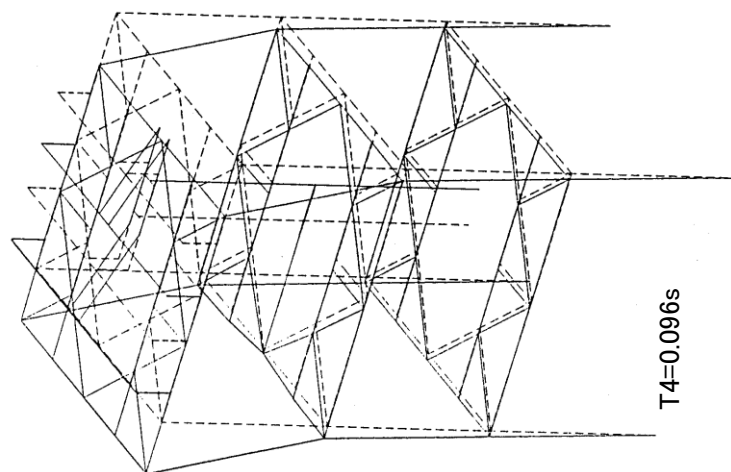
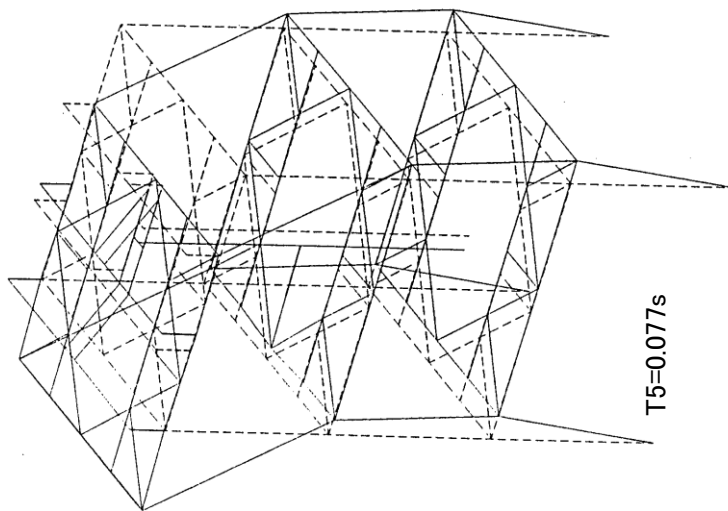


図3. 3. 15 (1) 全体系試験体の固有周期と固有モード(その1)



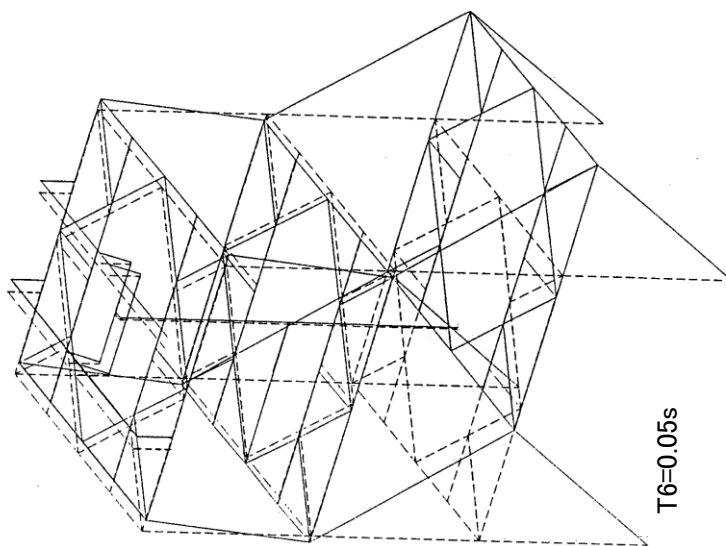
$T4=0.096s$

4次モード



$T5=0.077s$

5次モード



$T6=0.05s$

6次モード

図3. 3. 15 (2) 全体系試験体の固有周期と固有モード(その2)

3. 3. 3 振れ止め装置の試験体

振れ止め装置の試験体を図3. 3. 16～図3. 3. 20示す。図3. 3. 16は使用状況の概略図で，図3. 3. 17～図3. 3. 20は試験体の図面であり，次章で説明する計測位置も示している。試験体は，リンク式A1タイプ（図3. 3. 17）とA2タイプ（図3. 3. 18）及び挟み込み式B1タイプ（図3. 3. 19）とB2タイプ（図3. 3. 20）の4種類である。以降，単にA1タイプあるいはA2タイプと呼ぶ時は各タイプのリンク式振れ止め装置試験体を指し示す。同様にB1タイプあるいはB2タイプと呼ぶ時は各タイプの挟み込み振れ止め装置試験体を指し示す。

表3. 3. 6は，振れ止め装置のタイプごとの特性値を示している。表中の最大応答変位は，全体系試験を対象として，それぞれのレベルの地震動で応答解析を行った結果を示している。以下，リンク式振れ止め装置，挟み込み振れ止め装置の順に，装置の特徴を説明する。

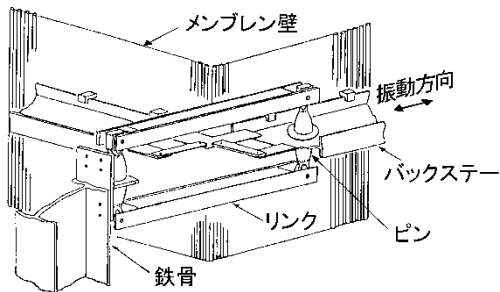
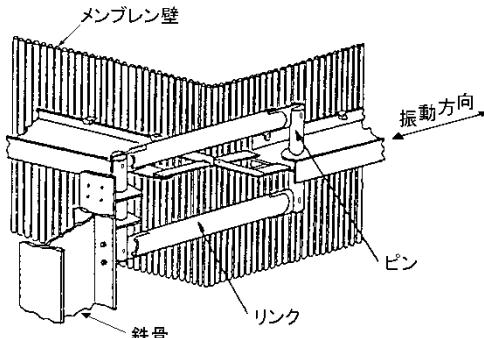
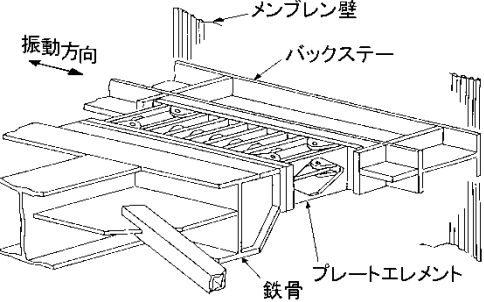
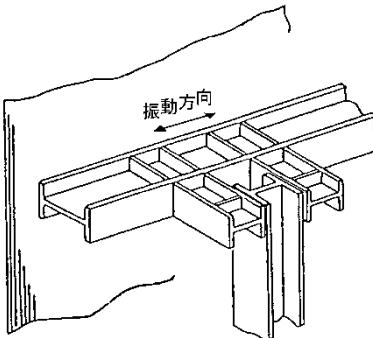
	弾塑性設計	弾性設計
リンク式	A1タイプ 	A2タイプ 
	B1タイプ 	B2タイプ 

図3. 3. 16 振れ止め装置の概略図

表3. 3. 6 振れ止め装置試験体特性値一覧

	振れ止め装置の タイプ		降伏荷重 ×9. 8kN	降伏変位 mm	最大塑性率*) 地震レベル2 [地震レベル1]	最大応答変位 mm 地震レベル2 [地震レベル1]
弾塑性設計	リンク式	A1	4. 6	1. 1	8～20 [1～5]	8. 7～21. 7 [1. 1～5. 4]
	挟み込み式	B1	2. 3	2. 2	8～20 [1～5]	17. 4～43. 4 [2. 2～10. 9]
弾性設計	リンク式	A2	10. 0	1. 1	2～4 [弾性域内]	2. 2～4. 3 [1. 1以下]
	挟み込み式	B2	5. 0	2. 2	2～4 [弾性域内]	4. 3～8. 7 [2. 2以下]

*) [最大塑性率] = [最大応答変位] / [降伏変位]

(1) リンク式振れ止め装置

リンク式振れ止め装置は、図3. 3. 17と図3. 3. 18に示すようにA1タイプとA2タイプともに1本のピンと2本のリンクで構成されており、リンクは下側がピン支持されている。そして、ピン中央の加力治具によってピンに荷重が加えられ、ピンが曲げ変形する。ピンは、A2タイプがストレートであるのに対して、A1タイプは等応力になるように中央が膨らんだ形状をしている。なお、実際の使用状態のリンク式振れ止め装置は、ピンが2本で一組なので、振れ止め装置全体としての変位はこの試験体の2倍であり、降伏変位は表3. 3. 6の2倍になる。

(2) 挟み込み式振れ止め装置

挟み込み式B1タイプは、図3. 3. 19に示すようにボイラ側に取り付けられている治具がボイラ側プレート支持板を押すことで4枚のプレートを変形させる。プレートは、等応力になるように中央にひし形の穴のある形状をしている。プレートが破断した時のボイラ側プレート支持板の落下防止のためとすべてのプレートを同様に変形させるためにボイラ側プレート支持板と支持架構側プレート支持板は2つのリンクで連結されている。なお、ボイラ側プレート支持板は上下の治具に固定されておらず、プレートの変形に伴いボイラ側と支持架構側のプレート支持板の距離が変化し、治具との接触点も移動する。また、全体系試験での挟み込み式振れ止め装置は2体を並列に用いるため、変位は等しいが振れ止め装置の受ける全荷重はこの試験体の2倍であり、降伏荷重は表3. 3. 6の2倍になる。

挟み込み式B2タイプは、図3. 3. 20に示すようにボイラ側に取り付けられている治具が支持架構側の上下のはり状の部材を押すことではり状の部材を変形させる。上下の部材は、片方が変形した時に他方も同様に変形するようにリンクで連結されている。なお、ボイラ側治具は支持架構側の上下の部材に固定されておらず、部材の変形に伴い部材との相対的な接触点が移動する。また、挟み込み式B2タイプもB1タイプと同様に全体系試験での降伏荷重は表3. 3. 6の2倍になる。

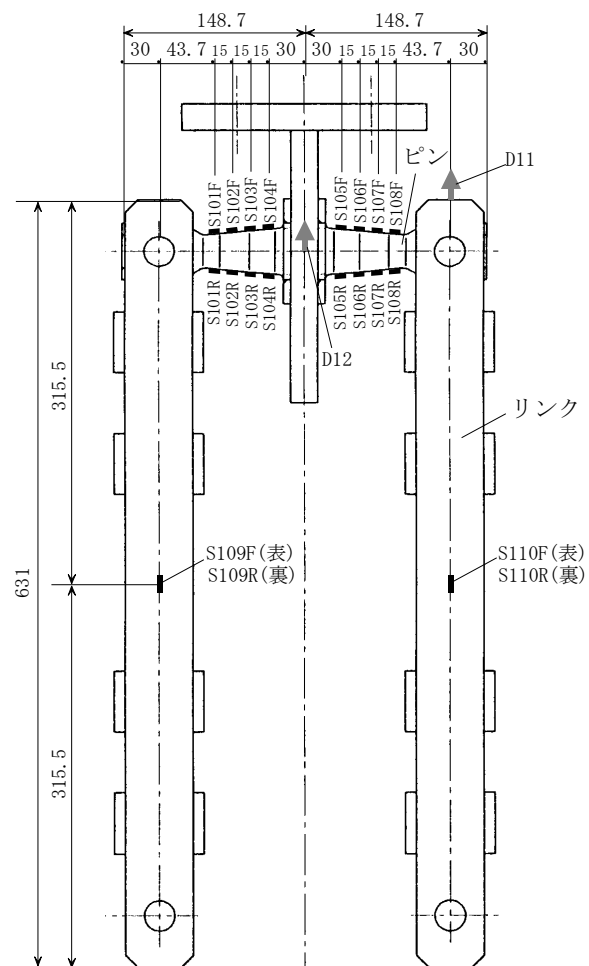


図3.3.17 リンク式A1タイプ振れ止め装置試験体

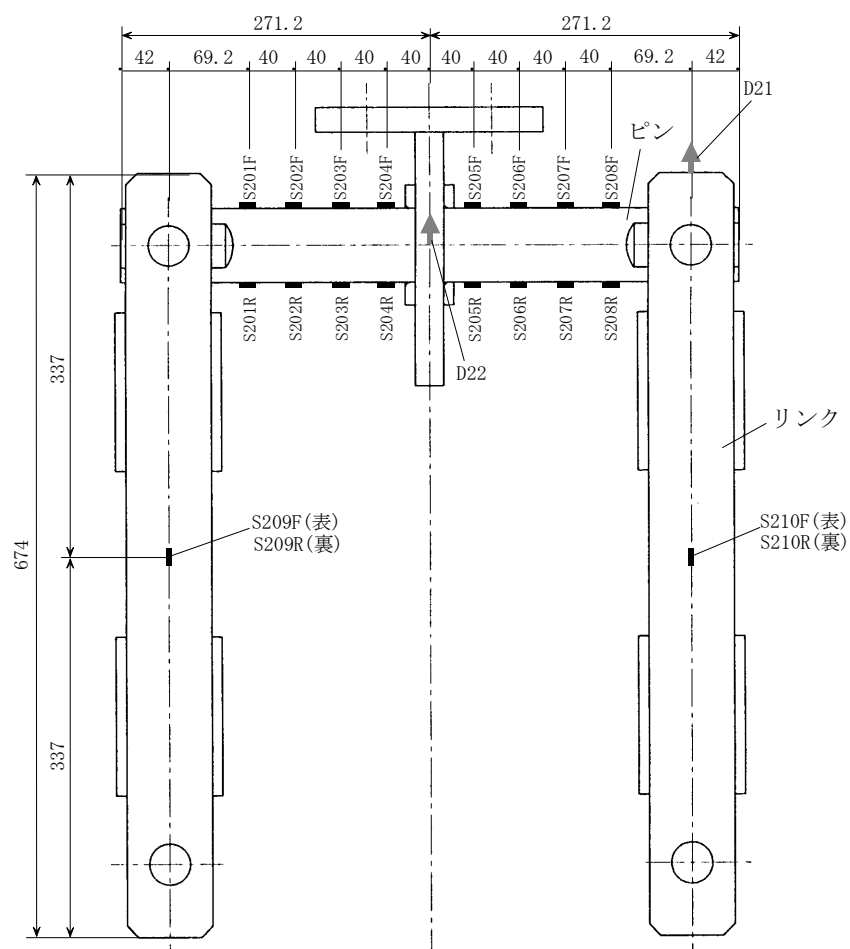


図3. 3. 18 リンク式A2タイプ振れ止め装置試験体

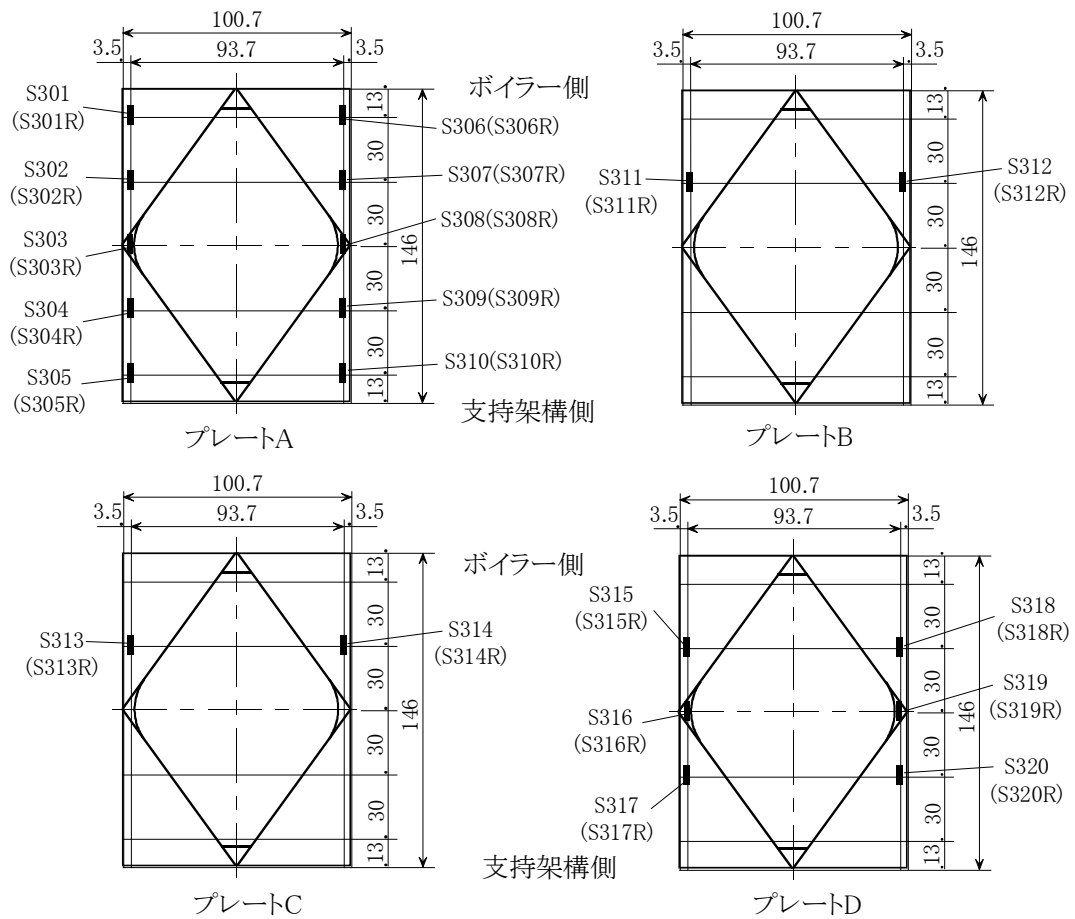
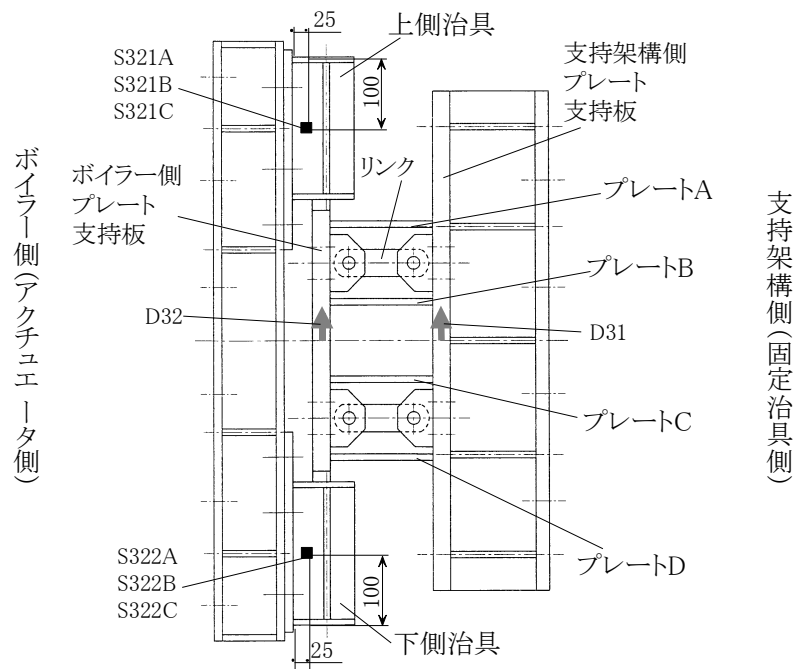
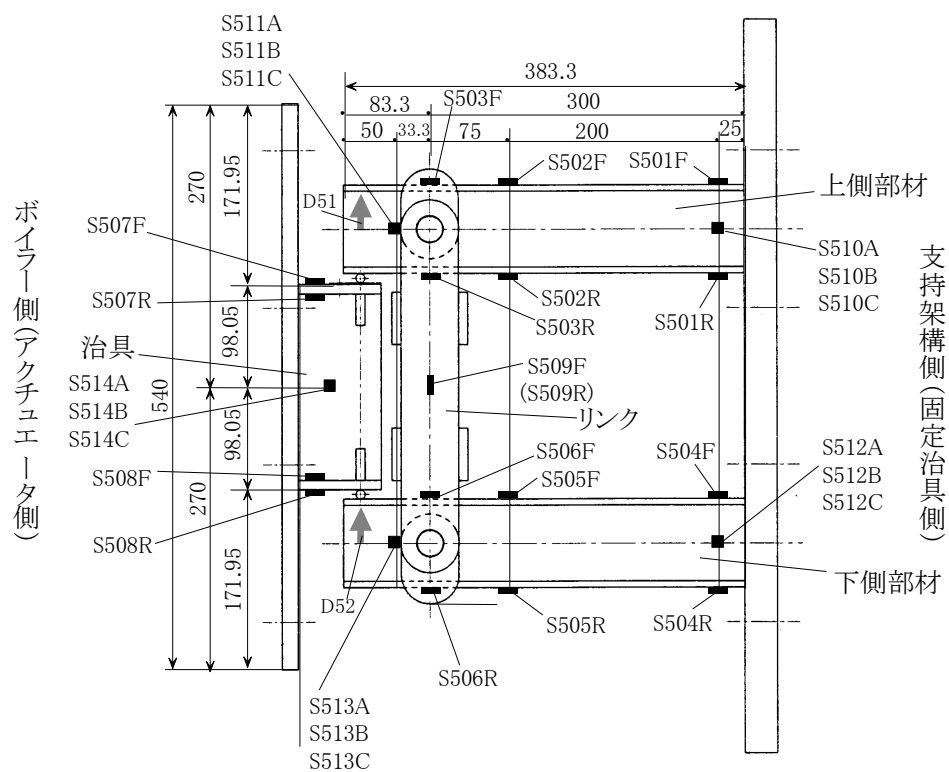
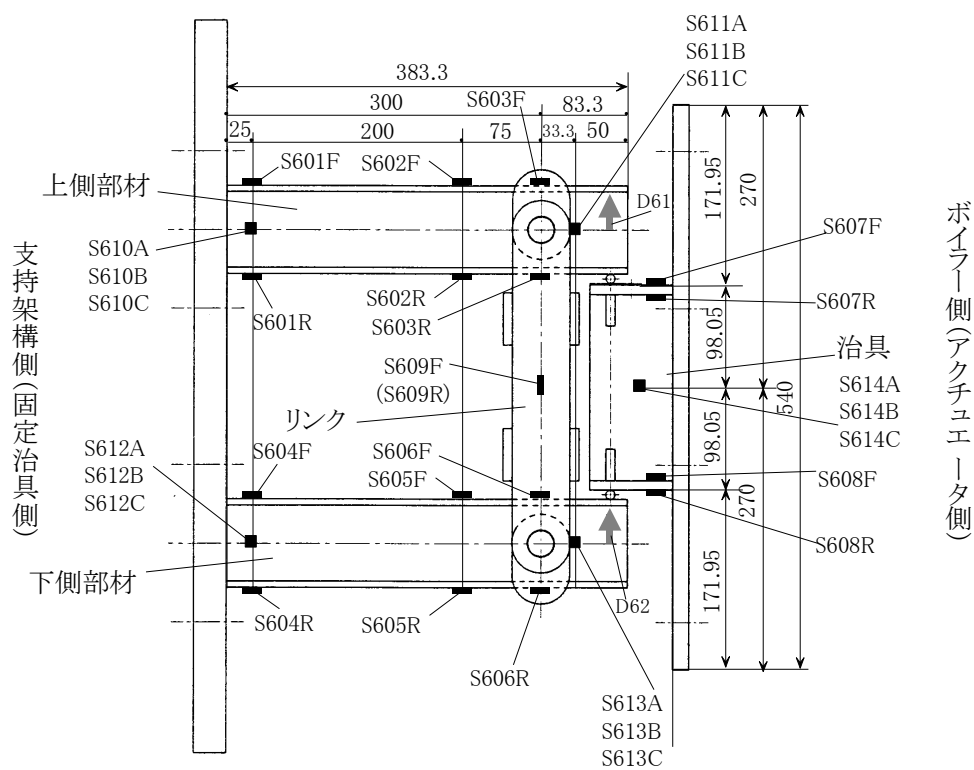


図3.3.19 挟み込み式B1タイプ振れ止め装置試験体



右側振れ止め装置



左側振れ止め装置

図3.3.20 挟み込み式B2タイプ振れ止め装置試験体

4. 結言

振れ止め装置で結合されたボイラと支持構造の連成を考慮した形態で慣性力を用いた試験が望ましいという観点から、ボイラ、支持構造及び振れ止め装置をそれぞれモデル化し、防災科学研究所の4900kN(500tf)大型振動台¹¹⁾で振動試験が可能な試験体を設計した。

(1) ボイラ構造物のモデルプラント及び振れ止め装置タイプの選定

- ・ボイラ構造物の特色である振れ止め装置で結合されたボイラと支持構造物の連成を考慮し、動解析により設計された700MW級大型事業用ボイラをモデルプラントに選定した。
- ・振れ止め装置の代表的タイプであるリンク式と挟み込み式の2タイプを選定した。それぞれのタイプの中から、レベル1で弾性設計されている比較的剛なものと、レベル1で若干の塑性化を許している柔なものを選び、合計2タイプ4種類に絞り込んだ。

(2) 試験体設計

- ・振れ止め装置を中心とした本実証試験の目的を達成するためには、支持構造とボイラの連成挙動を再現できるとともに、制振装置としての振れ止め装置の挙動も再現することが必要である。特に、振れ止め装置が塑性域に入るためスケール比を可能な限り大きくすることが重要なので、試験体のスケール比を1/3とした。
- ・振れ止め装置の挙動を再現するため実機ボイラの重心位置の振動挙動を模擬可能な等価2質点モデル化法(等価線形化法に基づいて実機多質点モデルから2質点に置換するモデル化法))を用い、下記①～③の手順で試験体を設計した。

①等価2質点モデル化法により、実機多質点モデルを実機2質点モデルへ変換

②実機2質点モデルを振動台で加振可能なように分割したスライスモデルを作成

③②で得たスライスモデルに相似則1/3を適当し、試験体を設計

5. 参考文献

- 1) 平成9年度 電力施設地震対策調査に関する調査報告書(発電設備耐震信頼性実証試験, ボイラー及び付属設備の耐震実証試験に関するもの, 1998. 3
- 2) 相田, 応和, 丸山, 西田, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: 実機ボイラ構造物連結部の弾塑性挙動による制振効果の実証実験, 日本機械学会論文集(C編), 68巻676号, pp. 67-73, 2002. 12
- 3) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: ボイラ構造物弾塑性連結部の振動エネルギー吸収性能, 日本機械学会論文集(C編), 70巻690号, pp. 47-52, 2004. 2
- 4) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: 弾塑性連結部の剛性分布を最適化したボイラ構造物の制振効果に関する実証試験, 日本機械学会論文集(C編), 70巻698号, pp. 27-31. 2004. 10
- 5) K. Aida, Y. Owa, K. Suzuki and S. Fujita ; Evaluation of Aseismic Reliability of Actual Boiler Structures and a Study on Design of Seismic Ties Based on Proof Tests Using a Large Scaled Shaking Table, Transactions of the ASME Journal of Pressure Vessels Technology, Vol. 126, No. 1, pp. 46-52, 2004. 2
- 6) 建設省: 建築基準法施行令, 1980.
- 7) 電気技術基準調査委員会: 火力発電所の耐震設計指針JEAG 3605-1991, 電気技術指針火力編, pp. 370-372, 1992.
- 8) 高層建築物構造評定委員会: 高層建築物の動的解析用地震動について, ビルディングレター, 1986. 6.
- 9) 長松, 大熊: 部分構造合成法, 培風館, pp. 124, 1991. 1.
- 10) Shibata, A. and Sozen M. A. , Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C, Proc. ASCE, Vol. 102(1976)
- 11) 防災科学技術研究所, 国立防災科学技術センター(筑波)大型振動台のあゆみ, 防災科学技術研究所資料 第83号, 1983. 11

第4章 ボイラ構造物の耐震実証試験

1. 緒言(実証試験の概要)

1. 1 試験目的

本実証試験では、ボイラ構造物に設置されている振れ止め装置の性能を評価するための要素試験を実施した。さらに、実機を模擬した大型モデルによる振動試験(全体系試験)を行った^{1)~5)}。この要素試験と全体系試験により、現行の耐震基準^{6),7)}の妥当性の検討と、高レベル地震動に対する耐震信頼性の確保及び耐震性の向上のための提案を、本実証試験の目的とした。

1. 2 実証方法

実証目的を達成するため、要素試験及び全体系試験で以下を実施した。

(a) 要素試験

振れ止め装置に正弦波状の繰返し変位を負荷し、発生する荷重やひずみを測定し、下記(i)(ii)を求めた。

(i) 振れ止め装置の力学的特性の把握

(ii) 振れ止め装置の耐久性(累積塑性変形量)の把握

(b) 全体系試験

全体系試験では縮尺された支持構造とこの支持構造の天井から吊り下げられたボイラモデル、そして縮尺比1/3の振れ止め装置から成る試験体において、振れ止め装置を支持構造重心部に1段取付けたものと上下方向に3段取付けた2種類のモデルを考えた。

(i) 振れ止め装置1段試験体モデルによる試験

本試験では、実機振れ止め装置の制振機能及び耐久性を確認した。試験体モデルには、実機のボイラ及び支持構造をそれぞれ1自由度に縮合した1+1質点系モデルを用いた。

(ii) 振れ止め装置3段試験体モデルによる試験

吊り構造であるボイラ特有の動きを考慮し、高さ方向に3段の振れ止め装置を配置した試験体モデルにより、各振れ止め装置の特性及び配置バランスの違いによる全体応答への影響を把握することにより、制振装置としての振れ止め装置の有効性を検証した。

2. 要素試験

2. 1 試験目的

本要素試験はボイラー耐震実証試験の全体系試験における振れ止め装置単体の特性を事前に把握すること及びその特性が設計で要求している振れ止め装置単体の機能を満足するかを検証することを目的に以下の事項を確認した。

(i) 振れ止め装置の力学的特性の把握

(ii) 振れ止め装置の耐久性の把握

2. 2 試験体

第3章(ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定と試験体設計)の3.3.3項で述べた4種の振れ止め装置試験体(図3.3.16)を用いた。具体的には、ボイラ耐震実証試験の全体系試験で用いるリンク式A1タイプ(図3.3.17)とA2タイプ(図3.3.18)、及び挟み込み式B1タイプ(図3.3.19)とB2タイプ(図3.3.20)の4種である。これら4種の振れ止め装置試験体の特性値を、表3.3.6に示す。リンク式A1タイプは、ピンで荷重を受けて地震レベル1で弾塑性変形する。これに対し、リンク式A2タイプもピンで荷重を受けるが、地震レベル1で弾性変形する。挟み込み式B1タイプは、プレートエレメントで荷重を受け、地震レベル1で弾塑性変形する。これに対し、挟み込み式B2タイプは、1対のはり部材で荷重を受けて地震レベル1で弾性変形する。

2. 3 試験装置

要素試験は、疲労試験機を用いて試験体に変位を負荷し、変形させるものであるが、疲労試験機の制約のため振れ止め装置のタイプにより治具等を変える必要があった。以下に各タイプの試験装置について示す。

2. 3. 1 リンク式振れ止め装置

リンク式振れ止め装置の試験装置概略図を図4.2.1に示す。変位の負荷は、疲労試験機で行った。試験体は、定盤に固定したリンク材を介して支持した。加力治具は疲労試験機のアクチュエータに接続されており、この加力治具を上下することで試験体を変形させた。加力治具に対してアクチュエータの反対側の腕は、アクチュエータの軸心のズレを防ぐために定盤に設けられたスチールローラーにより支持した。

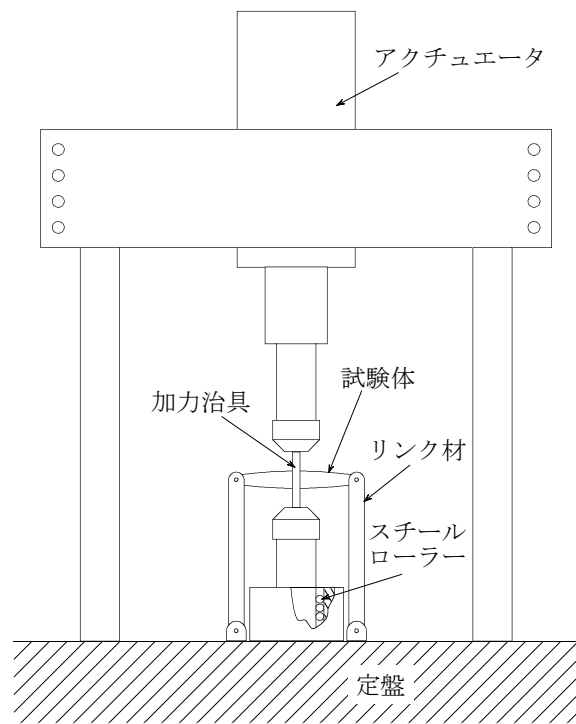


図4.2.1 試験装置概略図(リンク式振れ止め装置)

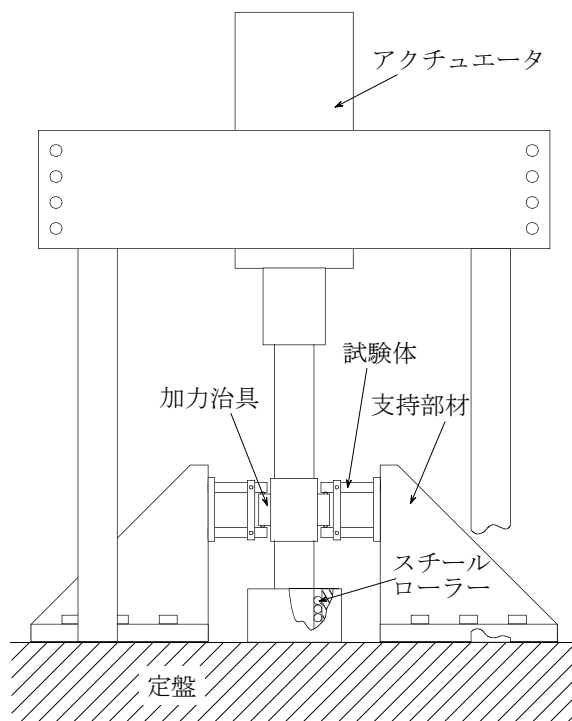


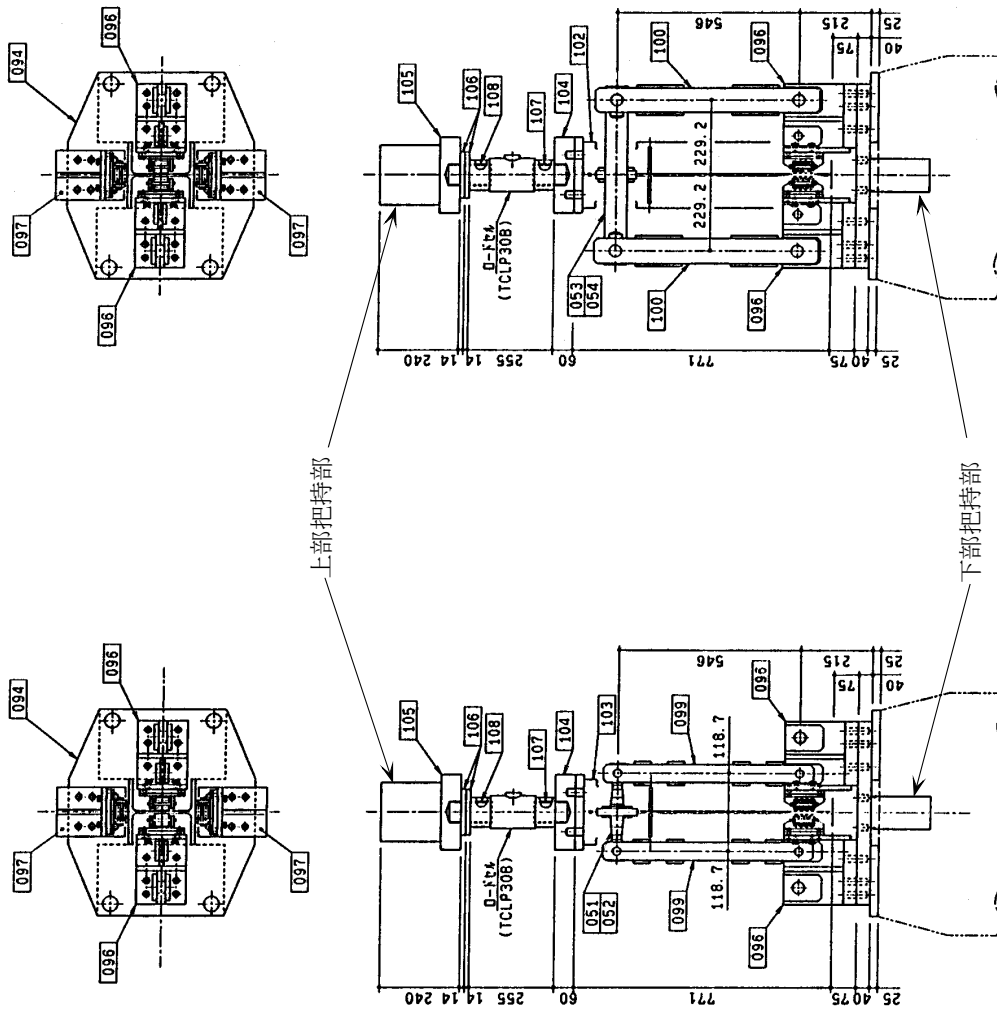
図4.2.2 試験装置概略図(挟み込み式振れ止め装置))

2. 3. 2 挟み込み式振れ止め装置

挟み込み式振れ止め装置の試験装置概略図を図4.2.2に示す。荷重の負荷は疲労試験機で行った。試験体は、定盤に固定した支持部材を介して支持した。加力治具は疲労試験機のアクチュエータに接続されており、この加力治具を上下することで試験体を変形させた。加力治具に対してアクチュエータの反対側の腕は、アクチュエータの軸心のズレを防ぐために架台に設けられたスチールローラーにより支持した。また、試験体及び加力部材はアクチュエータの軸心に対称に設置することで、アクチュエータに作用するモーメントを相殺した。ただし、挟み込み式B1タイプは、アクチュエータに作用するモーメントが小さいので、片側だけに取付けて1体ずつ試験を行った。

また、挟み込み式振れ止め装置の試験では、試験体に作用する荷重を加力治具のひずみで求めるために、荷重較正試験を実施した。この試験は加力治具で荷重計に圧縮荷重を加えて行った。なお、荷重較正試験結果は全体系試験では、B1タイプとB2タイプ共に必要となるが、要素試験においてはB1タイプの荷重はアクチュエータの荷重計により測定されるので、B2タイプのみに用いた。

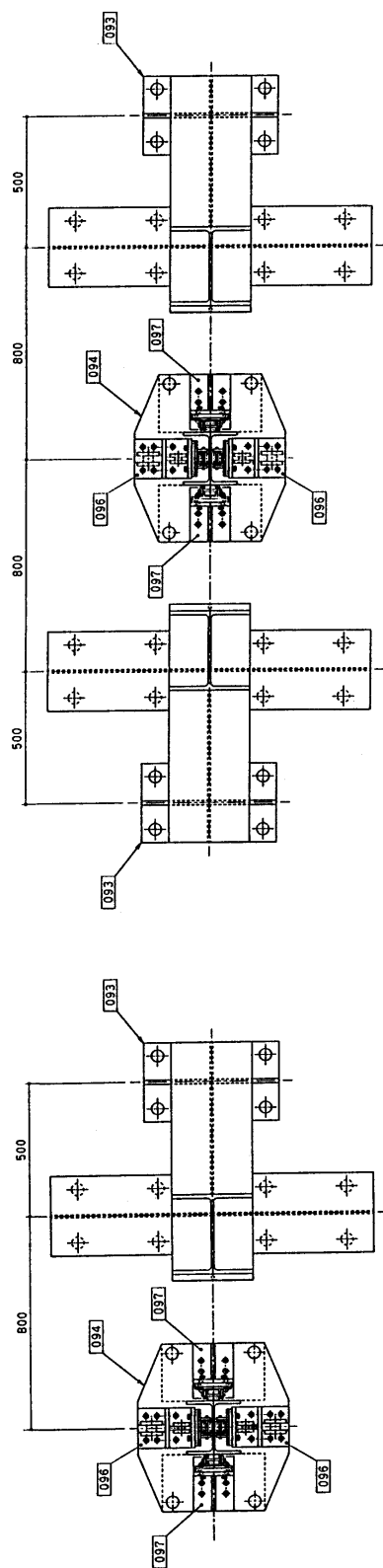
試験装置の図面を図4.2.3～図4.2.5に示す。図4.2.3はリンク式振れ止め装置、図4.2.4は挟み込み式振れ止め装置の試験体と治具で、図4.2.5は、挟み込み振れ止め装置の較正用治具である。図より、それぞれの加力治具は上部の把持部で疲労試験機のアクチュエータに接続されており、スチールローラー及びリンクは下部の把持部にプレートを通じて接続される。



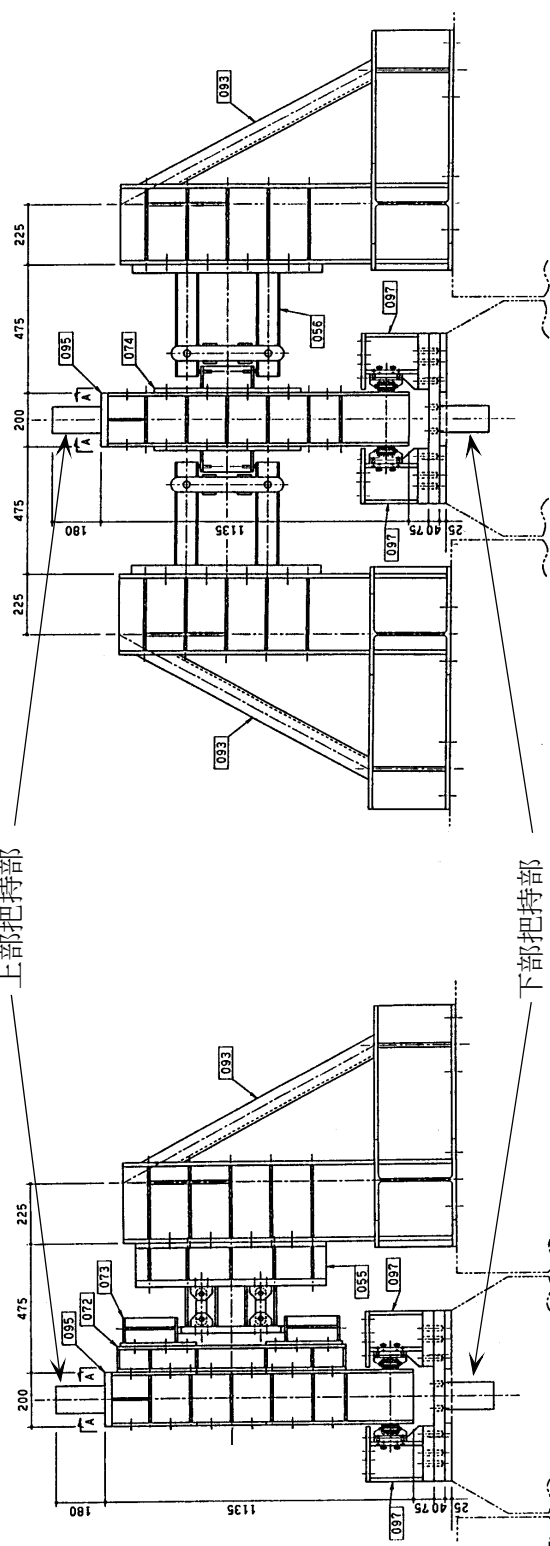
(b) リンク式A2タイプ

(a) リンク式A1タイプ

図4.2.3 リンク式振れ止め装置の試験装置



上部把持部



下部把持部

(a) 挟み込み式B1タイプ

(b) 挟み込み式B2タイプ

図4.2.4 挟み込み式振れ止め装置の試験装置

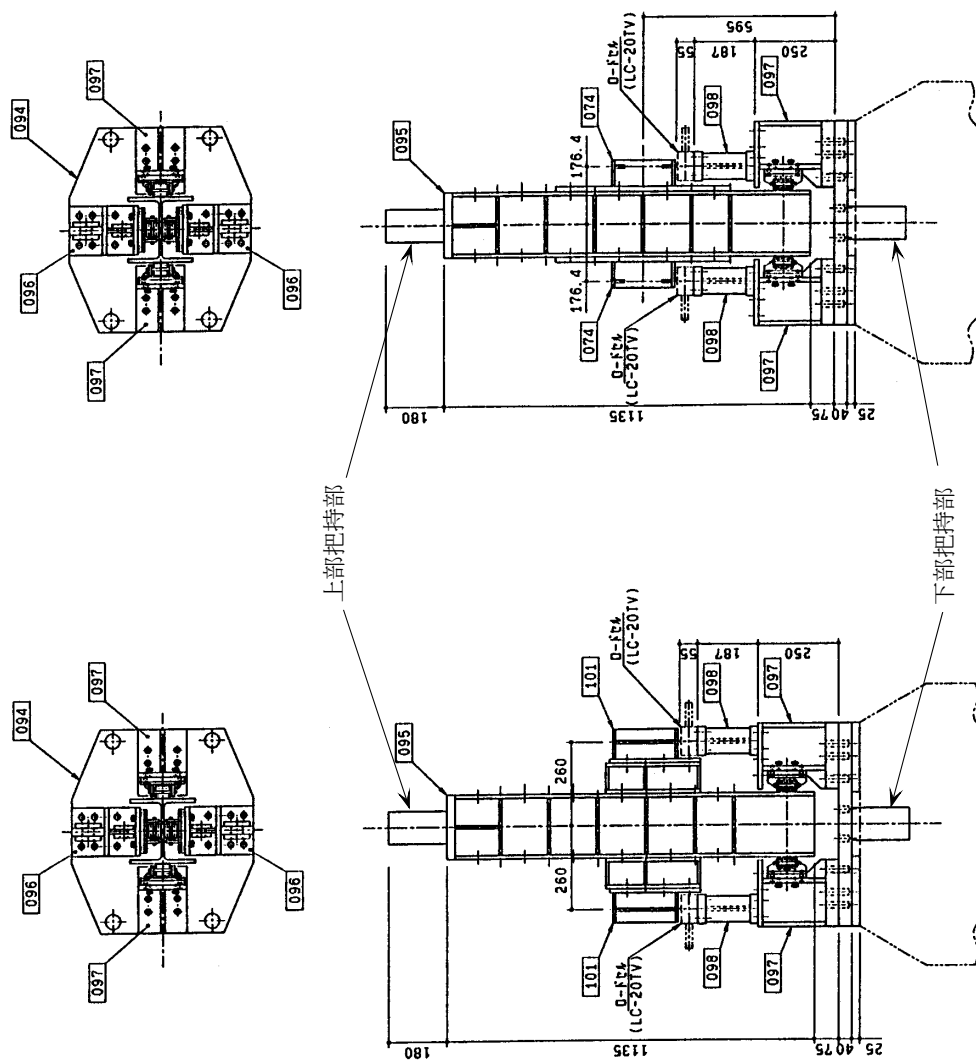


図4.2.5 挟み込み式振れ止め装置較正試験の

2. 4 試験項目

要素試験では、試験体の力学的特性及び耐久性を測定する。そのため、試験体に正負の繰り返し変位を疲労試験機の変位制御で与えた。試験体に与えた変位波形は1サイクル30秒の正弦波である。その変位振幅は次に示す3種類の変形状態になるように設定した。

(1)弾性変形

- ・変位振幅：降伏変位の0.8倍(塑性率0.8)

(2)弾塑性変形(塑性率5)

- ・変位振幅：降伏変位の5倍(塑性率5)

これは、弾塑性設計では地震レベル1での変形に相当し、弾性設計では地震レベル2での変形に相当する。

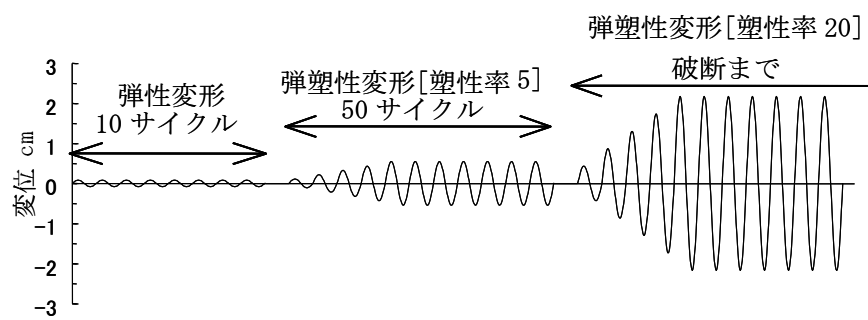
(3)弾塑性変形(塑性率20)

- ・変位振幅：降伏変位の20倍(塑性率20)

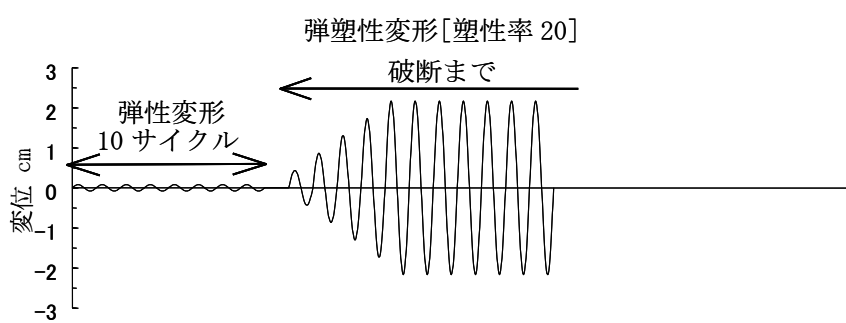
これは、弾塑性設計では地震レベル2での変形に相当する。変位振幅の負荷のパターンを図4.2.6に示す。その負荷パターンは弾性変形－弾塑性変形(塑性率5)－弾塑性変形(塑性率20)の順番である試験パターン1と、弾性変形－弾塑性変形(塑性率20)の順番である試験パターン2とした。

(4)試験条件

表4.2.1に各試験体の試験条件を示す。試験体は、それぞれのタイプで2体分実施した。リンク式A1タイプと挟み込み式B1タイプは2体の試験体のうち1体ずつで試験パターン1と2を実施した。リンク式A2タイプと挟み込み式B2タイプは塑性率5の変形が地震レベル2に相当し、塑性率5が重要と考えられるので、2体とも試験パターン1とした。また、挟み込み式振れ止め装置の較正試験は荷重制御で行った。その荷重波形は1サイクル30秒の正弦波で、振幅は予想される最大荷重とした。



(a) 試験パターン1



(b) 試験パターン2

図4.2.6 変位振幅の負荷パターン

表4.2.1 試験条件一覧

No.	試験No.	試験体		試験 パター	最大変位振幅 (mm)	塑性率	サイクル数	予想荷重 (×9.8kN)	各サイクル毎の変位振幅(mm) (較正は荷重(×9.8kN))					備考
		タイプ	番号						1	2	3	4	5～	
1	A1-1-1	A1	1	1	1.38	0.8	10	3.65	1.38	〃	〃	〃	〃	弾性変形
2	A1-1-2				6.00	5	50	6.48	1.20	2.40	3.60	4.80	6.00	地震レベル1相当
3	A1-1-3				22.50	20	破断まで	13.68	4.50	9.00	13.50	18.00	22.50	地震レベル2相当
4	A1-2-1		2	2	1.38	0.8	10	3.65	1.38	〃	〃	〃	〃	弾性変形
5	A1-2-2				22.50	20	破断まで	13.68	4.50	9.00	13.50	18.00	22.50	地震レベル2相当
6	A2-1-1	A2	1	1	1.38	0.8	10	8.02	1.38	〃	〃	〃	〃	弾性変形
7	A2-1-2				6.03	5	40	14.25	1.21	2.41	3.62	4.82	6.03	地震レベル2相当
8	A2-1-3				22.60	20	破断まで	30.09	4.52	9.04	13.56	18.08	22.60	
9	A2-2-1		2	1	1.38	0.8	10	8.02	1.38	〃	〃	〃	〃	弾性変形
10	A2-2-2				6.03	5	20	14.25	1.21	2.41	3.62	4.82	6.03	地震レベル2相当
11	A2-2-3				22.60	20	破断まで	30.09	4.52	9.04	13.56	18.08	22.60	
12	B1-0	B1較正		較正	—		3	6.84	1.82	6.84	6.84	—	—	荷重制御
13	B1-1-1	B1	1	1	1.74	0.8	10	1.82	1.74	〃	〃	〃	〃	弾性変形
14	B1-1-2				10.85	5	50	3.24	2.17	4.34	6.51	8.68	10.85	地震レベル1相当
15	B1-1-3				43.40	20	破断まで	6.84	8.68	17.36	26.04	34.72	43.40	地震レベル2相当
16	B1-2-1	B1	2	2	1.74	0.8	10	1.82	1.74	〃	〃	〃	〃	弾性変形
17	B1-2-2				43.40	20	破断まで	6.84	8.68	17.36	26.04	34.72	43.40	地震レベル2相当
18	B2-0	B2較正		較正	—		3	15.06	4.02	15.06	15.06	—	—	荷重制御
19	B2-1	B2	1, 2	1	1.74	0.8	10	4.02	1.74	〃	〃	〃	〃	弾性変形
20	B2-2				10.85	5	20	7.13	2.17	4.34	6.51	8.68	10.85	地震レベル2相当
21	B2-3				43.40	20	破断まで	15.06	8.68	17.36	26.04	34.72	43.40	

2. 5 計測項目

計測は、荷重、変位、ひずみについて行った。第3章(ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定と試験体設計)の3. 3. 3項で述べた4種の振れ止め装置試験体の図面(図3. 3. 17～図3. 3. 20)に着目し、これらの図面に記載のセンサを用いて計測を行った。これらの図中において、センサ番号の先頭の文字はDが変位、Sがひずみを表わす。

(1) 荷重

荷重の計測は、疲労試験機のロードセルまたは治具に取付けたロードセルで行った。また、挟み込み式B2タイプは2体の試験体を同時に試験するので、それぞれの試験体に作用する荷重は治具に取付けたひずみゲージの測定値を較正試験結果を用いて換算して求めた。

(2) 変位

変位の計測は、疲労試験機の変位計と、試験体の変形状態を調べるため試験体主要部に取付けられたロッド型の変位計で実施した。

(3) ひずみ

ひずみの計測は、試験体の変形状態を調べるため試験体主要部に取付けられたひずみゲージで実施した。

2. 6 評価方法

2. 6. 1 力学的特性

振れ止め装置の荷重－変位特性(バネ特性)、降伏変位、降伏荷重、ガタの関係を評価した。ガタは振れ止め装置の構成要素間の隙間、つまりリンクの穴とピンとの隙間等に生じるものである。この隙間が埋まらなると力のやり取りがないので荷重が発生しない。したがって、ガタがある場合の荷重－変位曲線は変位軸と平行になる部分を持つ。

降伏変位と降伏荷重は次のようにして求めた。まず、弾性変形の荷重－変位特性から、ガタと弾性領域の傾きを示す直線を求めた。次に、塑性率5の弾塑性変形の最大変位漸増時の各最大荷重点を結ぶ直線を求めた。そして、それらの直線の交点を降伏変位と降伏荷重とした。なお、挟み込み式B2タイプに関しては若干異なり、それについては後述の試験結果で説明する。

前述の降伏変位はガタがある場合の値だが、これからガタを引いたガタなしの降伏変位も求めた。そして、次項で述べる耐久性で示す累積塑性率は、弾塑性部材のみの塑性の度合いを表わすので、ガタは関係せず、このガタなしの降伏変位を用いて累積塑性率を求めた。

2. 6. 2 耐久性

振れ止め装置の耐久性を示す尺度である累積塑性変形量、累積塑性率、吸収エネルギーを変位と荷重により求める。

図4.2.7に累積塑性変形量の算出方法を示す。図より、正負の繰り返し変位で生じる正負の荷重履歴を表わす荷重－変位曲線((a)の上図)において、変位軸に交わる点(0, 2, 4, 6)の間の変位軸上の長さ(0－2, 2－4, 4－6)を順番に加算していき、破断あるいは損傷に至るまで変形量を総和した値を累積塑性変形量として求めた。この累積塑性変形量は塑性変形に寄与する変位の総和であり、変位振幅をひずみ振幅とみなすと、[塑性ひずみ振幅] × [繰り返し数] で表わされる。したがって、これは塑性ひずみ振幅と繰り返し数の関数であり、塑性疲労寿命を表わしていることが分かる。そして、この累積塑性変形量をガタなしの降伏変位で除したものを累積塑性率とすると、対象構造物の大きさに依存しないパラメータとなる。

吸収エネルギーは弾塑性部材の変形に要するエネルギー、つまり弾塑性部材で消費され

るエネルギーであり，荷重－変位曲線の囲む面積として求める。これは部材を損傷させる仕事として消費されるので，言い換えると部材を損傷させるために必要なエネルギー量ということで，耐久性を表わす指標の一つになる。また，ボイラー構造物の全体系に対しては弾塑性部材は変形することによって振動エネルギーの一部を吸収エネルギーとして消費することになるので，吸収エネルギーは制振効果の指標にもなる。

耐久性としては要素試験から得られた破断までの累積塑性変形量や吸収エネルギーと全体系試験から得られる地震時の量を比較し，前者の方が大きいこと，つまり余裕分があることを確認した。

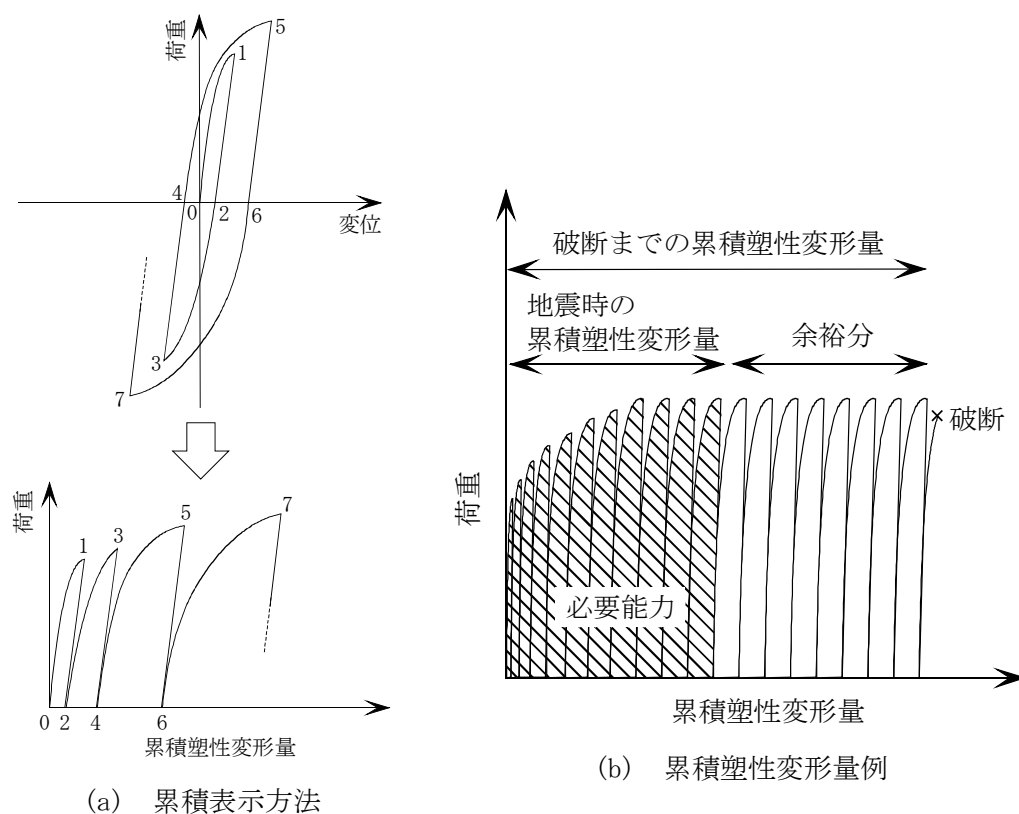


図4.2.7 累積塑性変形量の算出方法

2. 7 試験結果

各試験体の力学的特性として降伏荷重，降伏変位，バネ定数を表4. 2. 2に示し，各試験体の耐久性として損傷までの累積塑性変形量，累積塑性率，吸収エネルギー，サイクル数を表4. 2. 3に示す。

これらの表の試験体番号の欄のA1-1やB2-2で表わされる記号は表4. 2. 1の試験体のタイプと番号を組合せたもので，それぞれA1タイプの1番目，B2タイプの2番目の試験体を指し示すものであり，以降の文中及び図でもこの記号を同様の意味として用いる。また，損傷の判定は試験体に発生する荷重が最大荷重の9割未満になる時とした。

図4. 2. 8と図4. 2. 9に各試験体の耐久性の比較を示す。これらの図は，表4. 2. 3を棒グラフにしたもので，図4. 2. 8は負荷変位，つまり変形の塑性率で分けており，塑性率5及び20という名前のデータは各振れ止め装置にそれぞれの塑性率に対応する変位振幅を与えた時の量を表わしている。図4. 2. 9は地震レベルで分けており，地震レベル1及び地震レベル2という名前のデータはそれぞれの地震レベルにおける最大振幅で変形した場合の耐久性を示している。つまり，弾塑性設計であるA1タイプとB1タイプでは地震レベル1は塑性率5，地震レベル2は塑性率20に対応する変位振幅を与えた時の耐久性を表わす。また，弾性設計であるA2タイプとB2タイプでは地震レベル1の時の変形は弾性変形であり，耐久性に関係ないので値がなく，地震レベル2では塑性率5に対応する変位振幅を与えた時の耐久性を表わす。なお，参考値は弾性設計の振れ止め装置の塑性率20に対応する変位振幅を与えた時の量であり，地震レベル2よりも大きい変形をした場合の仮想的なデータになっている。これは，振れ止め装置に塑性率5に対応する変形を与えた場合はかなりの繰り返し数にならないと損傷しないので，試験時間の都合上，損傷に至る前に変位振幅を大きくしており，その時の量である。変位振幅を大きくするサイクル数の考え方を次に示す。

全体系試験の入力地震波に用いるTaft波の継続時間は約30秒であるのに対して実証試験で対象としているボイラー構造物の固有周期が約1. 5秒なので，固有周期で振動したとしても20サイクル程度にしかない。Taft波の主要動が継続時間の1/3程度の約10秒ということも考慮して，要素試験のサイクル数は20回あれば十分であると考え，それを目安に変位振幅を大きくした。その結果，弾性設計の振れ止め装置の地震レベル2での耐久性は損傷するまで繰り返し変形をさせた弾塑性設計のものに比べて，かなり小さくなったので，損傷まではさらに余裕があることを示すため，参考値という名前でこのデータを記載した。

耐久性についての全体的な傾向は，図4. 2. 8より，塑性率5での変形の影響が小さく，塑

塑性率20での変形の値は塑性率5の値に依存しないでほぼ同様の値を示すことが分かった。なお、挟み込み式B2タイプは塑性率20になる前に損傷したのでその傾向は確認できなかった。耐久性は前の評価方法で説明したように地震時に生じる累積塑性変形量や吸収エネルギーとの比較で評価すべきであり、その比較は全体系試験の試験結果に示す。

表4.2.2 力学的特性一覧

試験体 番号	試験結果					設計値		
	降伏荷重 ×9.8kN	降伏変位 (ガタ含む) mm	降伏変位 (ガタなし) mm	ガタ mm	バネ定数*) ×9.8kN/mm	降伏荷重 ×9.8kN	降伏変位 mm	バネ定数*) ×9.8kN/mm
A1-1	5.0	1.6	1.1	0.5	4.6	4.6	1.1	4.2
A1-2	5.1	1.8	1.2	0.7	4.4			
A2-1	12.4	2.5	2.0	0.5	6.3	10.0	1.1	9.2
A2-2	12.3	2.5	1.9	0.7	6.7			
B1-1	2.8	2.8	2.8	0.0	1.0	2.3	2.2	1.1
B1-2	2.8	2.8	2.8	0.0	1.0			
B2-1	8.0	3.3	2.8	0.5	2.9	5.0	2.2	2.3
B2-2	7.2	3.6	3.1	0.5	2.3			

*) バネ定数 = [降伏荷重] / [降伏変位 (ガタなし)]

表4.2.3 耐久性一覧

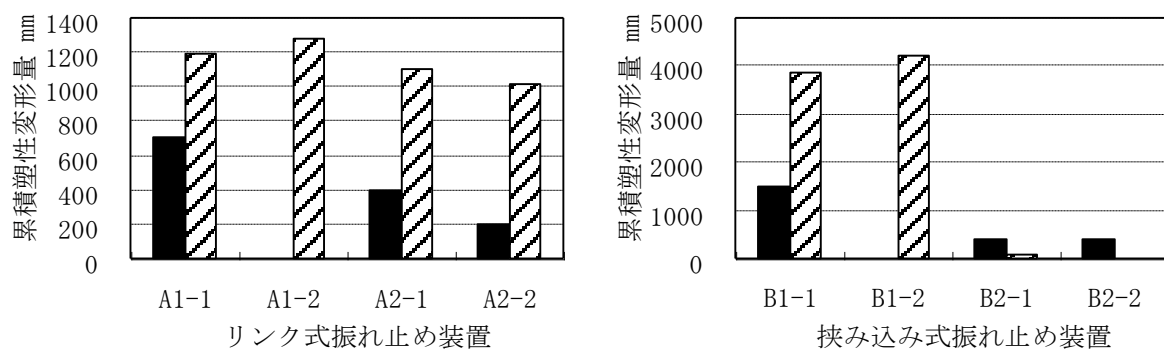
試験体 番号	累積塑性変形量 mm		累積塑性率*1)		吸収エネルギー ×9.8 J		サイクル数*2)	
	塑性率5	塑性率20	塑性率5	塑性率20	塑性率5	塑性率20	塑性率5	塑性率20
A1-1	702	1186	635	1074	4186	9797	46	14
A1-2	—	1275	—	1095	—	9798	—	15
A2-1	394	1103	201	563	4515	20092	36	16
A2-2	197	1017	107	549	2415	18524	16	13
B1-1	1501	3877	540	1394	3544	13617	45	22
B1-2	—	4230	—	1531	—	14985	—	25
B2-1	389	95	139	34	3486	914	16	0
B2-2	404	0	130	0	2914	0	14	0

*1) [累積塑性率] = [累積塑性変形量] / [降伏変位(ガタなし)]

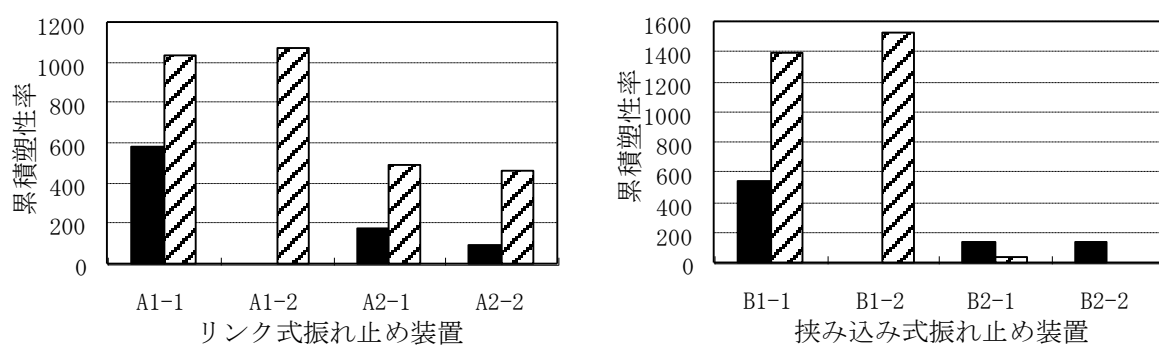
*2) 最大振幅でのサイクル数、漸増分は含まない。

*3) 弾塑性設計 (A1, B1タイプ) : 塑性率5 = 地震レベル1相当, 塑性率20 = 地震レベル2相当

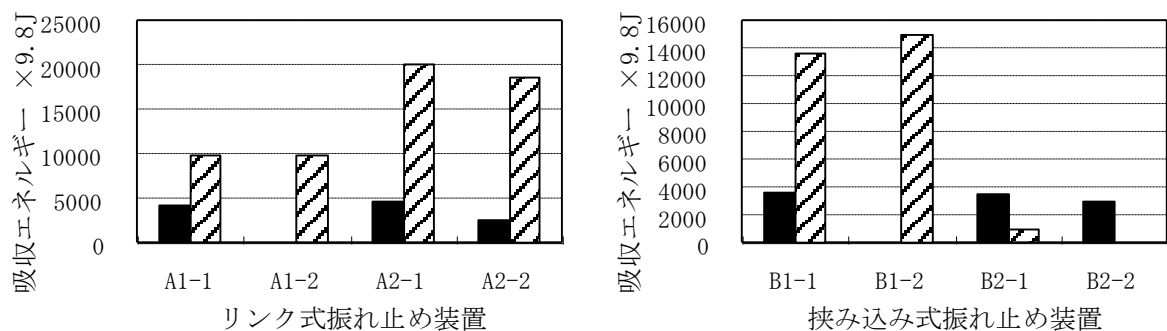
弾性設計 (A2, B2タイプ) : 塑性率5 = 地震レベル2相当, 塑性率20 = 参考値



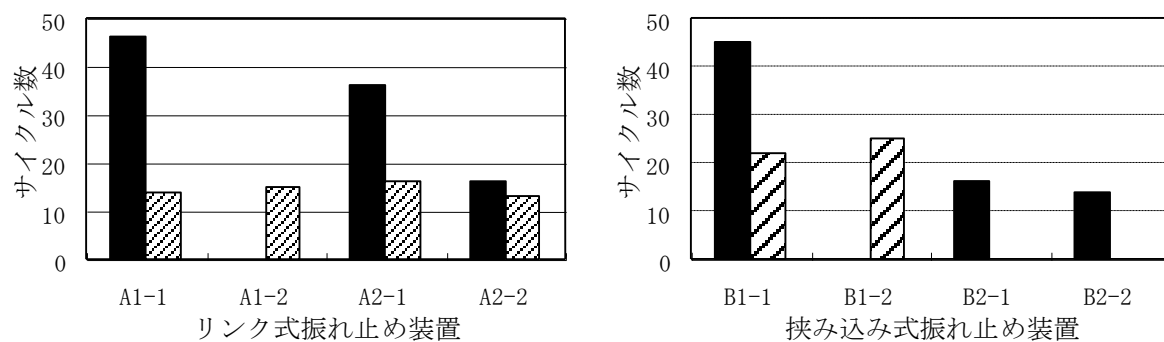
(a) 累積塑性変形量



(b) 累積塑性率

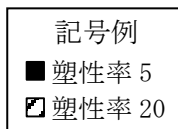


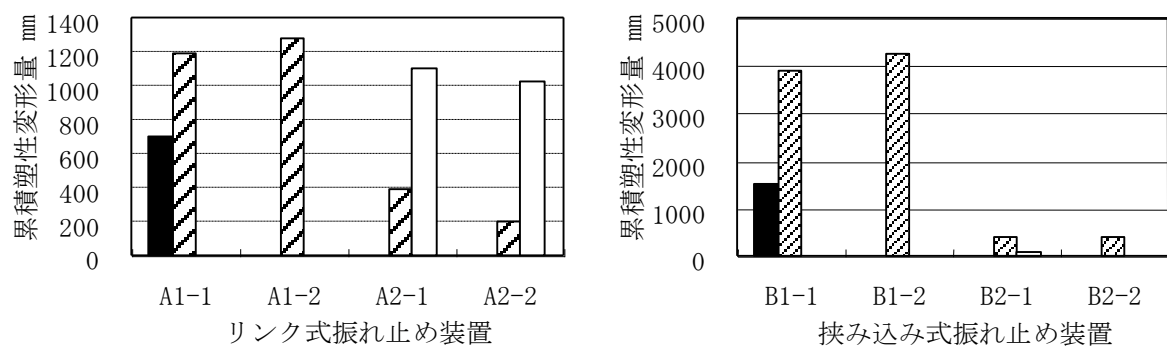
(c) 吸収エネルギー



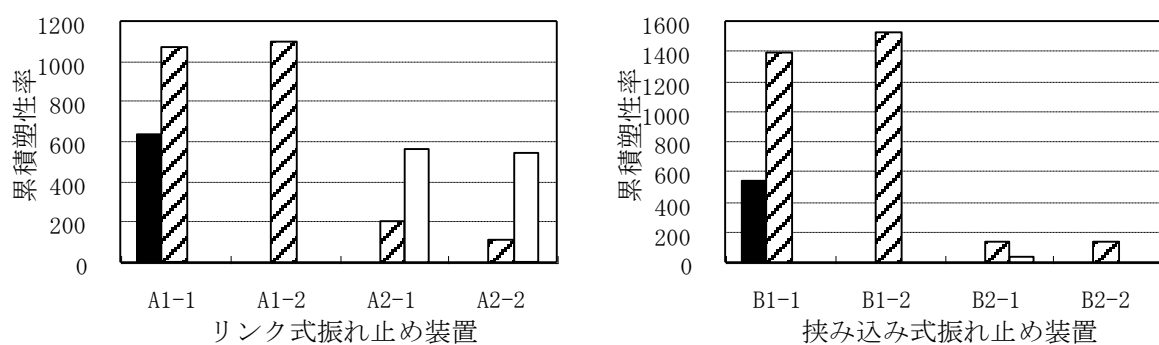
(d) サイクル数

図4.2.8 負荷変位別の耐久性

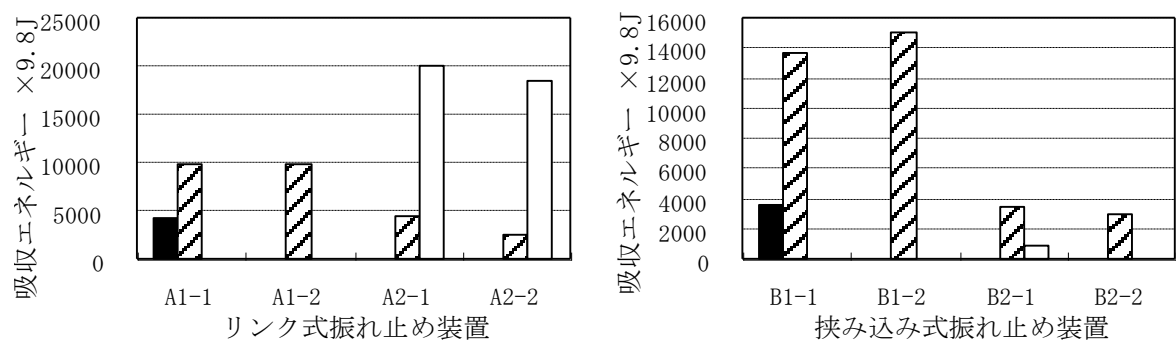




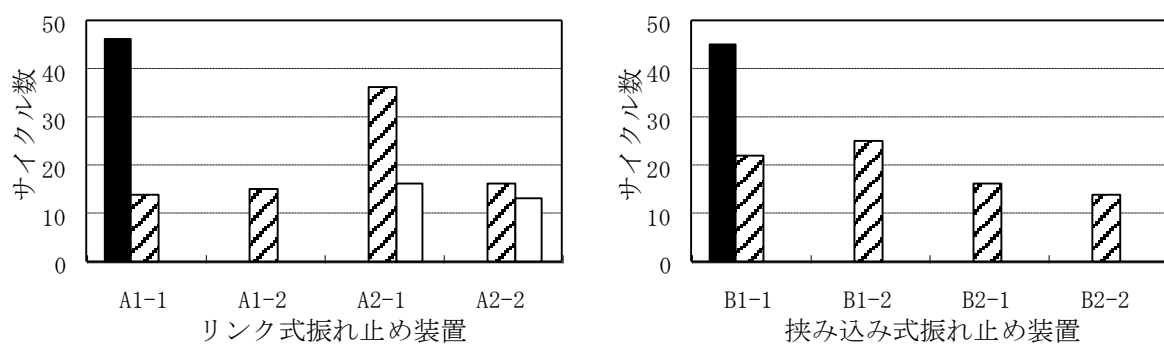
(a) 累積塑性変形量



(b) 累積塑性率

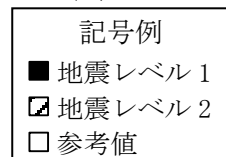


(c) 吸収エネルギー



(d) サイクル数

図4.2.9 地震レベル別の耐久性



2. 7. 1 リンク式A1タイプ

(1) 力学的特性

図4. 2. 10～図4. 2. 13にリンク式A1タイプの荷重－変位特性を示す。変位はピン加力部の変位D12で、荷重は加力治具の荷重F11である。図4. 2. 10～図4. 2. 12は試験体A1-1の各塑性率毎の特性で、図4. 2. 13は試験体A1-2の弾性域から塑性率20までの特性である。これらの図において荷重が0に近い荷重－変位曲線には変位軸と平行になっている部分があるが、これはガタがあるために現れる荷重－変位特性であり、次のように説明できる。ガタは振れ止め装置の構成要素間の隙間であり、これが埋まる変位を与えないと、隙間のために力のやり取りがなく、荷重が発生しない。そのため、荷重－変位曲線には変位の増減があっても荷重の増減がない部分、つまり変位軸に平行な部分を持つことになる。

表4. 2. 2より、設計値がガタを考慮していない点を除いて試験結果はほぼ設計値と同じ結果となった。また、ガタは構成要素間の隙間が0. 5mmであることから、これと同等であることが分かった。

(2) 累積塑性変形量

図4. 2. 14と図4. 2. 15に各リンク式A1タイプの累積塑性変形量を示す。これらの図は塑性率5及び塑性率20における荷重－変位特性から前述の評価方法に示した方法で求めた。図4. 2. 14は累積塑性変形量の約700mmを境にして、一つ一つの山の幅が狭い方と広い方に分かれているが、これは山の幅が狭い方が塑性率5の変形領域で、広い方が塑性率20の変形領域のものである。つまり、一つの山の幅は1サイクルの毎の変位振幅に依存する。この傾向はどの振れ止め装置でも同様になる。

(3) リンク部のひずみ

図4. 2. 16に試験体A1-1の荷重とリンク部のひずみの関係を示す。荷重とひずみの関係は線形であることが確認できたので、この関係を用いて全体系試験での荷重を求める。

(4) ピンのひずみ分布

図4. 2. 17に試験体A1-1の荷重とピン部の中央を境にした片側の4ヶ所の曲げひずみの関係を示す。この図より、A1タイプのピン部の曲げひずみはほぼ一樣になっていることが分かる。これはピンを等応力になるような中央が膨らんだ形状に設計しているためであり、設計どおりの結果である。

(5) 試験の状況

写真4. 2. 1にリンク式A1タイプの試験装置設置状況、写真4. 2. 2に変位負荷前のリンク式A1タイプ試験体、写真4. 2. 3に破断後のリンク式A1タイプ試験体、写真4. 2. 4にリンク式A1タイプ試験体の破断面を示す。

2. 7. 2 リンク式A2タイプ

(1) 力学的特性

図4. 2. 18～図4. 2. 21にリンク式A2タイプの荷重－変位特性を示す。変位はピン加力部の変位D22で、荷重は加力治具の荷重F21である。図4. 2. 18～図4. 2. 20は、試験体A2-1の各塑性率毎の特性で、図4. 2. 21は、試験体A2-2の弾性域から塑性率20までの特性である。これらの図において荷重が0に近い荷重－変位曲線には変位軸と平行になっている部分があるが、これはガタがあるために現れる荷重－変位特性であり、リンク式A1タイプと同じ理由によるものである。

表4. 2. 2より、降伏荷重及び降伏変位が設計値より大きい結果になった。そして、設計値がガタを考慮していない点を除いてもバネ定数の試験結果は設計値の7割程度の結果となった。これは、設計値の変位はピンの曲げ特性から求められているが、測定される変位は試験体及び試験装置の構成から、ピンの曲げ分以外に、ピンと加力部材との接触部やリンクとピンとの連結部の接触による局部変形、リンクの伸び、そしてリンクの下部を固定している治具と定盤を連結しているボルトの伸び等が含まれるので、設計値より大きい値を示すと考えられる。そのため、荷重を変位で割ることで求められるバネ定数の試験結果が設計値よりも小さくなったと考えられる。また、ガタは構成要素間の隙間が0.5mmであることから、これと同等であることが分かった。

(2) 累積塑性変形量

図4. 2. 22と図4. 2. 23に各リンク式A2タイプの累積塑性変形量を示す。これらの図は塑性率5及び塑性率20における荷重－変位特性から前述の評価方法に示した方法で求めた。図4. 2. 22は累積塑性変形量の約400mmを境にして、一つ一つの山の幅が狭い方と広い方に分かれているが、これはリンク式A1タイプと同じ理由によるものである。

(3) リンク部のひずみ

図4. 2. 24に試験体A2-1の荷重とリンク部のひずみの関係を示す。荷重とひずみの関係は線形であることが確認できたので、この関係を用いて全体系試験での荷重を求める。

(4) ピンのひずみ分布

図4. 2. 25に試験体A2-1の荷重とピン部の中央を境にした片側の4ヶ所の曲げひずみの関係を示す。この図よりA2タイプのピン部の曲げひずみはA1タイプと異なり、リンクとの連結部からの距離に比例して、中央に近づくほどひずみが大きくなることが分かる。これは両端をピン支持された一様断面はりの曲げひずみ特性と同様である。

(5) 試験の状況

写真4. 2. 5にリンク式A2タイプの試験装置設置状況、写真4. 2. 6に変位負荷前のリンク式A2タイ

プ試験体，写真4.2.7に損傷後のリンク式A2タイプ試験体，写真4.2.8にリンク式A2タイプ試験体の損傷部を示す。

2. 7. 3 挟み込み式B1タイプ

(1) 力学的特性

図4.2.26～図4.2.29に挟み込み式B1タイプの荷重－変位特性を示す。変位はプレートのボイラー側の変位D32で，荷重は疲労試験機のアクチュエータの荷重F30である。図4.2.26～図4.2.28は試験体B1-1の各塑性率毎の特性で，図4.2.29は試験体B1-2の弾性域から塑性率20までの特性である。表4.2.2より，降伏荷重及び降伏変位がやや設計値より大きい，バネ定数はほぼ設計値と同じ結果となった。また，塑性率20の変形において変位が比較的大きい時に一度小さくなった勾配が再び大きくなる現象が現れた。これはプレートの曲げ変形が大きくなるとその曲げ変形とプレート間にあるリンクの変形の差が大きくなること，そして加力部材とプレート支持板との接触点の変形と共に移動し，その接触点に摩擦力が発生することからプレートの曲げ変形以外の荷重が作用するために起きる現象と考えられる。なお，図4.2.29の変位が-40mm付近の荷重が $6 \times 9.8 \text{ kN}$ 以下になっているのは，試験体の変形に関係のない部分の治具（加力治具を支持している治具の下側の溶接部の盛りあっている部分の下端とスチールローラー固定治具）が接触し，そこでの荷重を疲労試験機のアクチュエータが検出したものである。試験体の変形に関係のないことは，構造上からも分かるが，治具が接触しないように対策した（溶接部の盛り上がり部を削った）後のデータも重ねて示しており，対策前後の特性に変化がないことから分かる。

(2) 累積塑性変形量

図4.2.30と図4.2.31に各挟み込み式B1タイプの累積塑性変形量を示す。これらの図は塑性率5及び塑性率20における荷重－変位特性から前述の評価方法に示した方法で求めた。図4.2.30は累積塑性変形量の約1500mmを境にして，一つ一つの山の幅が狭い方と広い方に分かれているが，これはリンク式A1タイプと同じ理由によるものである。なお，図4.2.31の荷重の一部が $6 \times 9.8 \text{ kN}$ 以上になっているのは前述した治具の接触のためであり，図4.2.31から分かるように，変形量はこのサイクルと変化していないことから，この部分は累積塑性変形量に影響を与えていない。

(3) 較正試験結果

図4. 2. 32に較正試験における荷重と加力治具のひずみの関係を示す。このひずみは3軸ゲージの測定値から求めた最大せん断ひずみである。加力部の位置はボイラー側プレート支持板と治具の位置関係を想定しており、図3. 3. 19の状態を基準（0mm）としている。そして、プレートの変形が大きくなると、ボイラー側プレート支持板が支持構造側に移動するので、その移動距離（加力部の位置）が7.5mmの場合も測定した。この測定は、要素試験及び全体系試験において振れ止め装置に作用する荷重を治具のひずみにより求めるために実施した。

(4) プレーートのひずみ分布

図4. 2. 33に試験体B1-1の荷重とプレートAの片側の曲げひずみの関係を示す。この図より、B1タイプのプレートのひずみは中心のものを除いてほぼ一様になっていることが分かる。これはプレートが等応力になるように中央にひし形の穴を設けた形状に設計しているためであり、設計どおりの結果である。

図4. 2. 34に試験体B1-1の荷重と各プレートのひずみの関係を示す。この図より、B1タイプの4枚のプレートのひずみはほぼ同一になっているので、同様に変形していることが分かる。

(5) 試験の状況

写真4. 2. 9に挟み込み式B1タイプの試験装置設置状況、写真4. 2. 10に変位負荷前の挟み込み式B1タイプ試験体、写真4. 2. 11に試験中の挟み込み式B1タイプ試験体、写真4. 2. 12に挟み込み式B1タイプ試験体の損傷部を示す。

2. 7. 4 挟み込み式B2タイプ

(1) 力学的特性

図4. 2. 35～図4. 2. 38に挟み込み式B2タイプの荷重－変位特性を示す。図4. 2. 35～図4. 2. 37は試験体B2-1の各塑性率毎の特性で、図4. 2. 38は試験体B2-2の弾性域から塑性率20までの特性である。これらの図において荷重が0に近い荷重－変位曲線には変位軸と平行になっている部分があるが、これはガタがあるために現れる荷重－変位特性であり、リンク式A1タイプと同じ理由によるものである。また、この変位はアクチュエータの変位D50だが、この測定量には試験機のテーブルのたわみが含まれるので、このデータからはガタの値のみ求め、その他の降伏変位や降伏荷重等には次に示す図から求めた。図4. 2. 39～図4. 2. 42に挟み込み式B2タイプの荷重－部材変位特性を示す。この部材変位とは各振れ止め装置の上側部材の加力治具との接触位置の変位D51（B2-1）、D61（B2-2）、そして下側治具の同様の変位D52（B2-1）、D62（B2-2）である。図4. 2. 39～図4. 2. 41

は試験体B2-1の各塑性率毎の特性で、図4. 2. 42は試験体B2-2の弾性域から塑性率20までの特性である。図4. 2. 39は弾性領域のデータだが、2本のはり状部材のうち1本しか変形していないので、1本分の荷重しか発生していない。挟み込み式B2タイプは2本のはり状部材が変形するものとして設計されているので、荷重－変位特性は、はり状部材が2本とも変形している状態で求めるべきである。そこで、弾性領域の勾配は2本とも変形している図4. 2. 40の塑性率5の時の除荷時の勾配から求めた。塑性率5の弾塑性領域の変形特性は図4. 2. 40における漸増時の最大荷重点から求めた。そして、ガタと弾性領域のバネ定数、塑性率5の弾塑性領域での変位漸増時の変形特性から表4. 2. 2の降伏荷重と降伏変位を求めた。表4. 2. 2より降伏荷重及び降伏変位がやや設計値より大きい、バネ定数はほぼ設計値と同じ結果となった。また、挟み込み式B2タイプは取付けるときに治具と部材間の隙間に薄板を挟み、ガタを減らす構造になっているが、ガタは完全に取り除くことはできず、0.5mm程度は残ってしまうことが分かった。

(2) 累積塑性変形量

図4. 2. 43と図4. 2. 44に各挟み込み式B2タイプの累積塑性変形量を示す。これらの図は塑性率5及び塑性率20における上側部材の荷重－変位特性から前述の評価方法に示した方法で求めた。図4. 2. 43は累積塑性変形量の約400mmを境にして、一つ一つの山の幅が狭い方と広い方に分かれているが、これはリンク式A1タイプと同じ理由によるものである。

(3) 較正試験結果

図4. 2. 45に較正試験における荷重と治具のひずみの関係を示す。このひずみは3軸ゲージの測定値から求めた最大せん断ひずみである。これを用いて、要素試験及び全体系試験において振れ止め装置に作用する荷重を治具のひずみにより求めた。

(4) 部材の曲げひずみ

図4. 2. 26に試験体B2-1の荷重と上側部材の曲げひずみの関係を示す。この図より、B2タイプの部材のひずみは治具との接触点からの距離に比例して、根元に近づくほどひずみが大きくなることが分かる。これは一様断面の片持ちはりの曲げひずみ特性と同様である。

(5) 試験の状況

写真4. 2. 13に挟み込み式B2タイプの試験装置設置状況、写真4. 2. 14に試験中の挟み込み式B2タイプ試験体、写真4. 2. 15に損傷後の挟み込み式B2タイプ試験体、写真4. 2. 16に挟み込み式B2タイプ試験体の損傷部を示す。

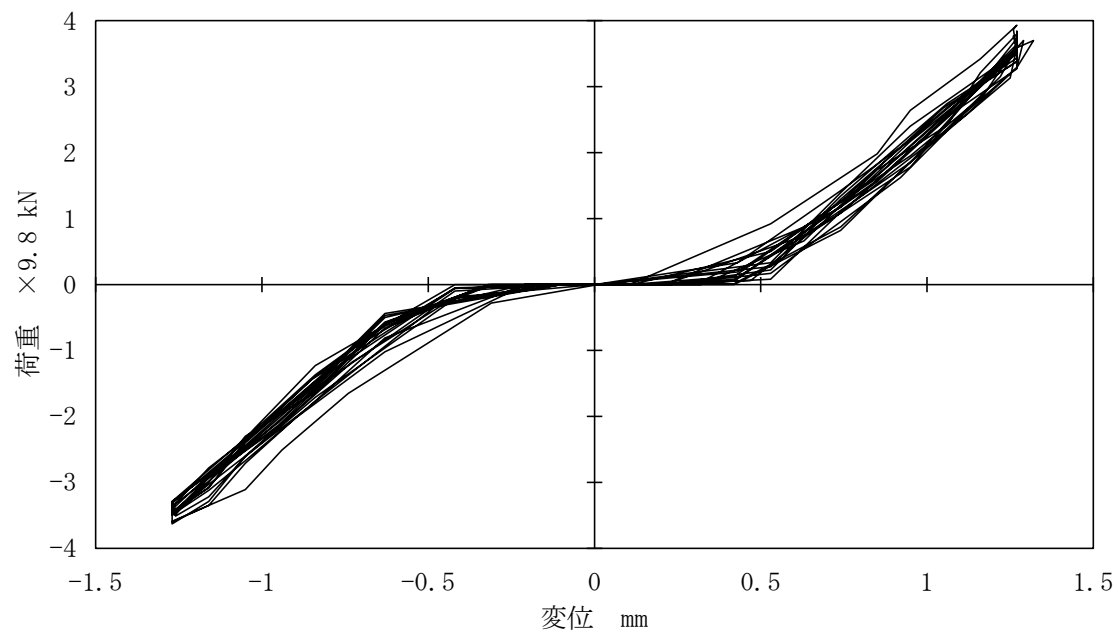


図4. 2. 10 荷重－変位特性（弾性域） [A1-1]

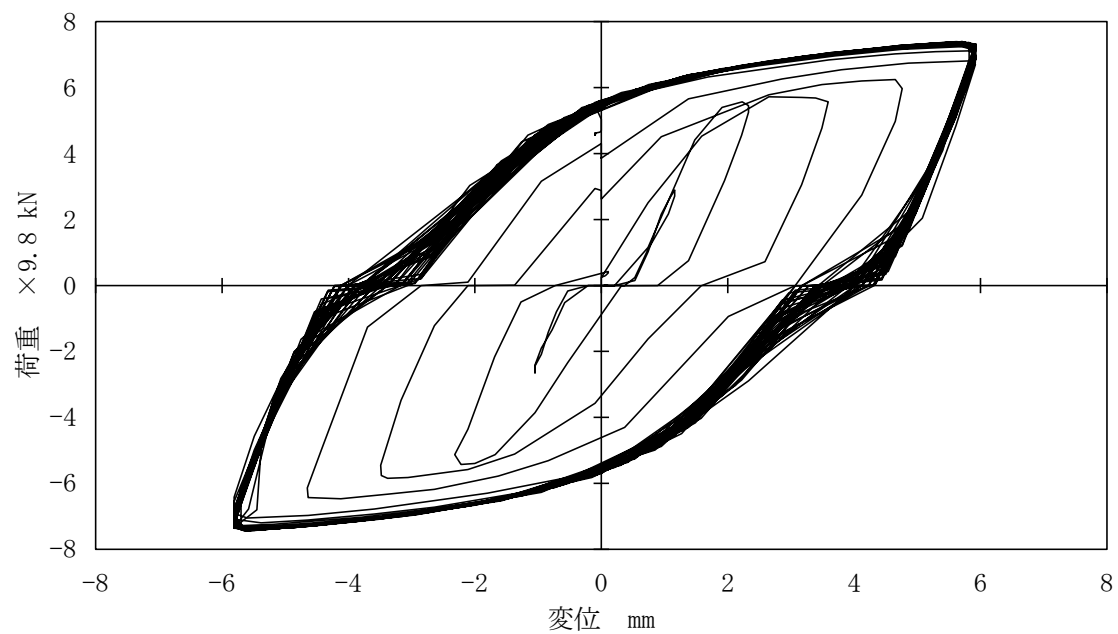


図4. 2. 11 荷重－変位特性（塑性率5） [A1-1]

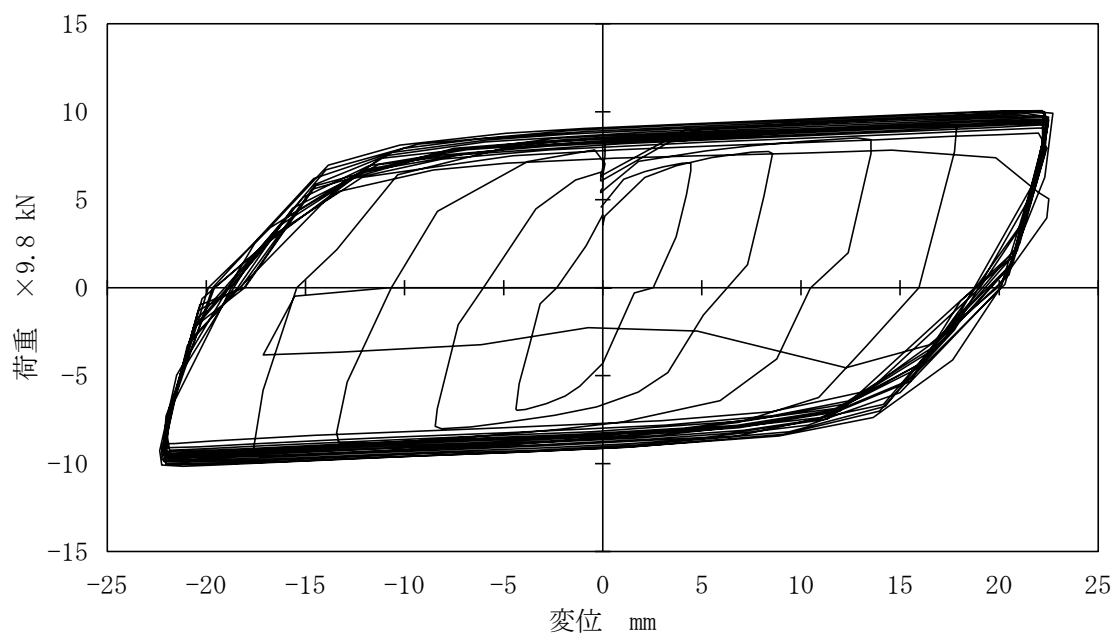


図4.2.12 荷重－変位特性（塑性率20） [A1-1]

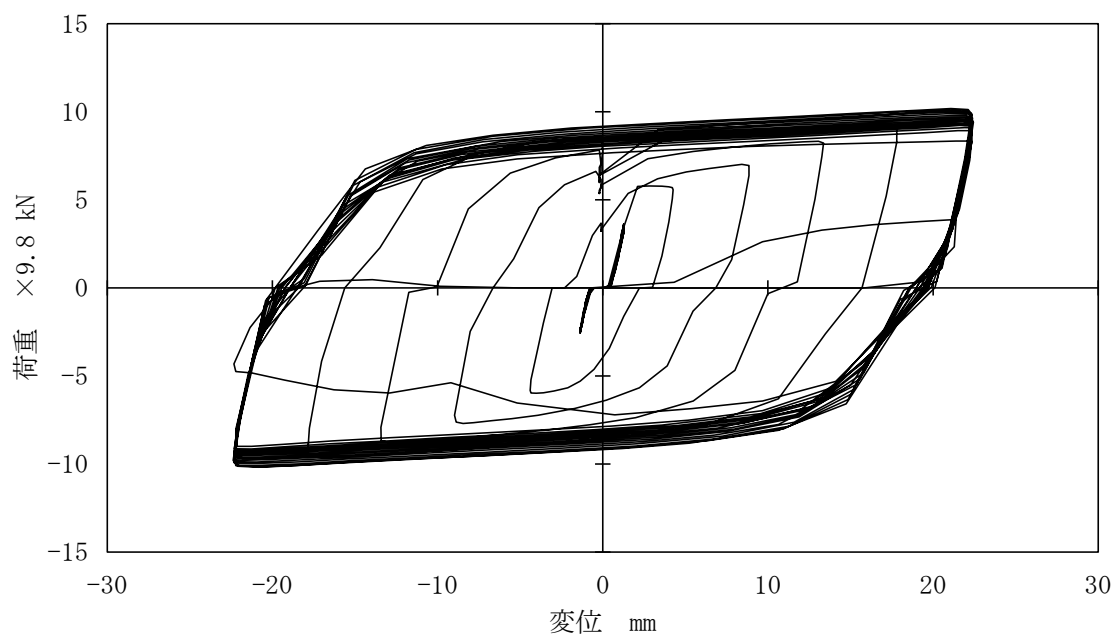


図4.2.13 荷重－変位特性（弾性域、塑性率20） [A1-2]

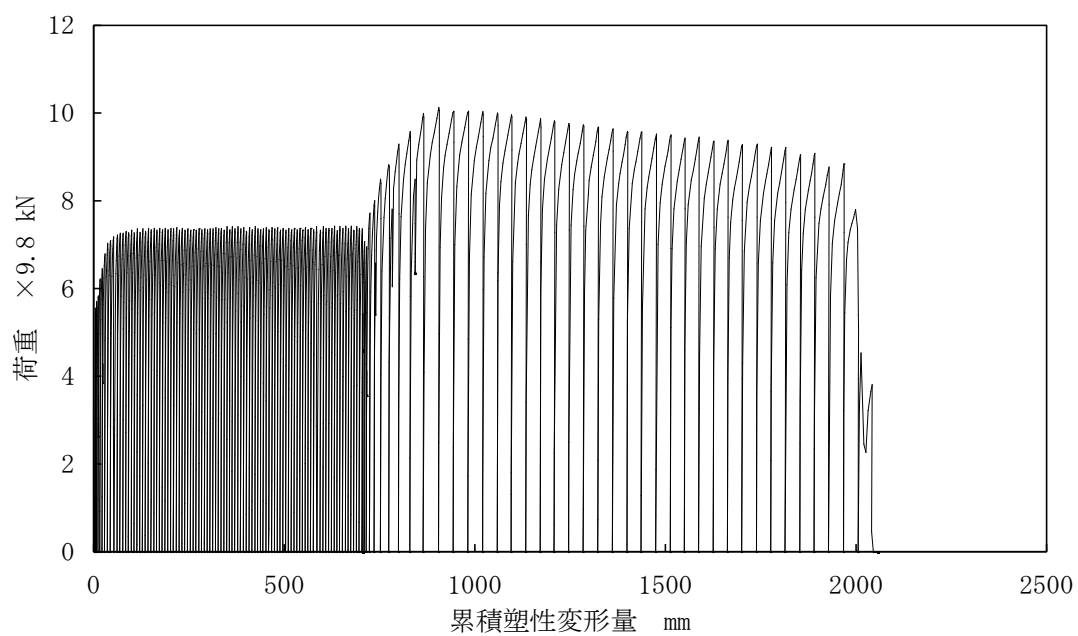


図4. 2. 14 累積塑性変形量 [A1-1]

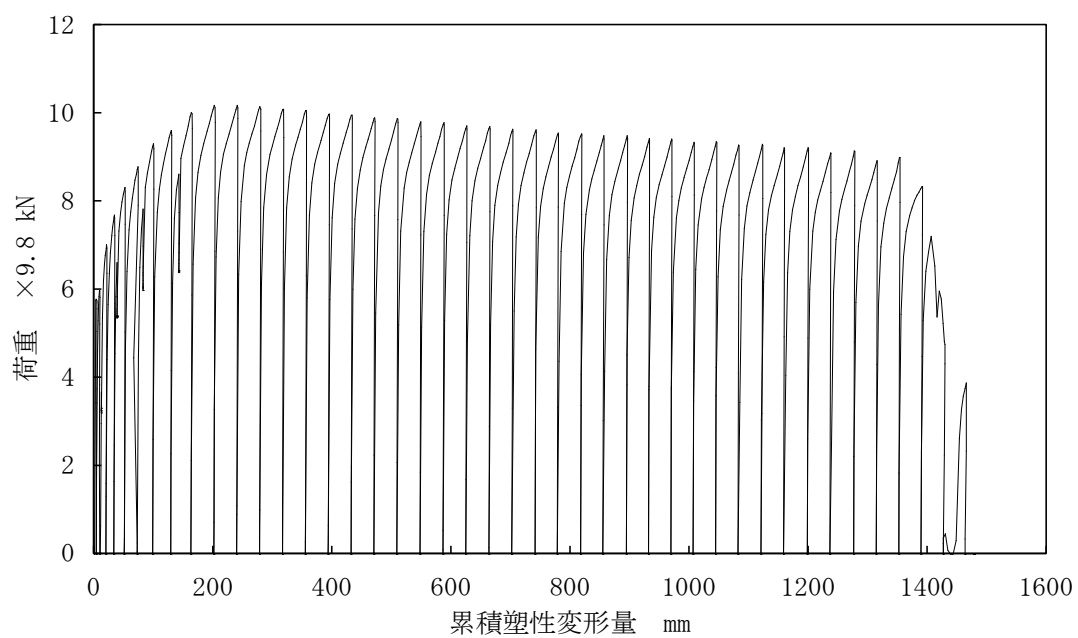


図4. 2. 15 累積塑性変形量 [A1-2]

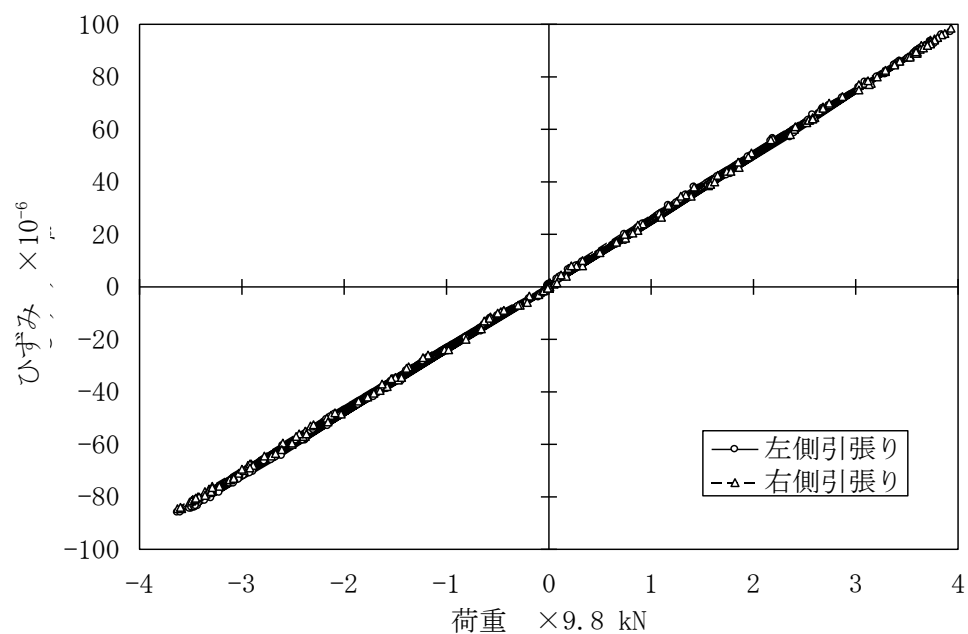


図4.2.16 荷重とリンク部のひずみの関係 [A1-1]

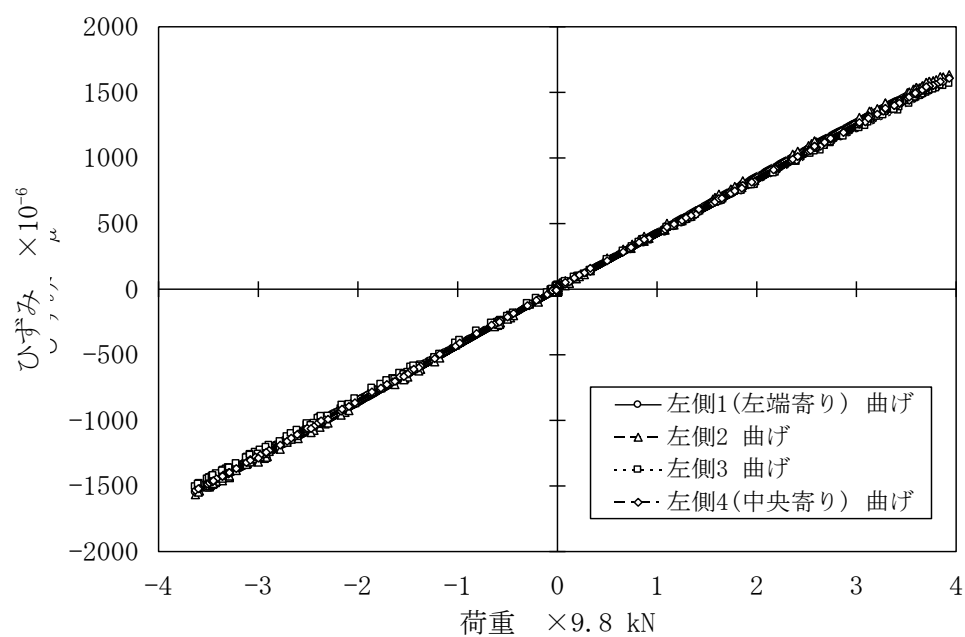


図4.2.17 荷重とピン部のひずみの関係（弾性域） [A1-1]



写真4.2.1 リンク式A1タイプの
試験装置設置状況



写真4.2.2 変位負荷前のリンク式
A1タイプ試験体



写真4.2.3 破断後のリンク式
A1タイプ試験体

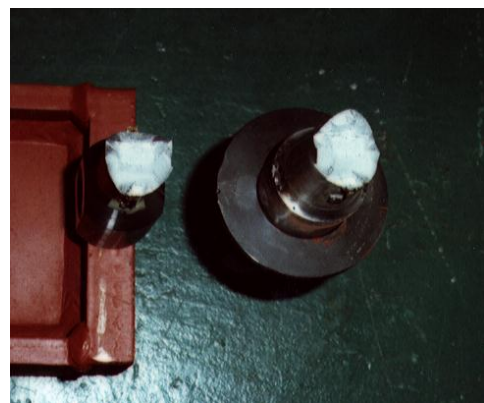


写真4.2.4 リンク式A1タイプ
試験体の破断面

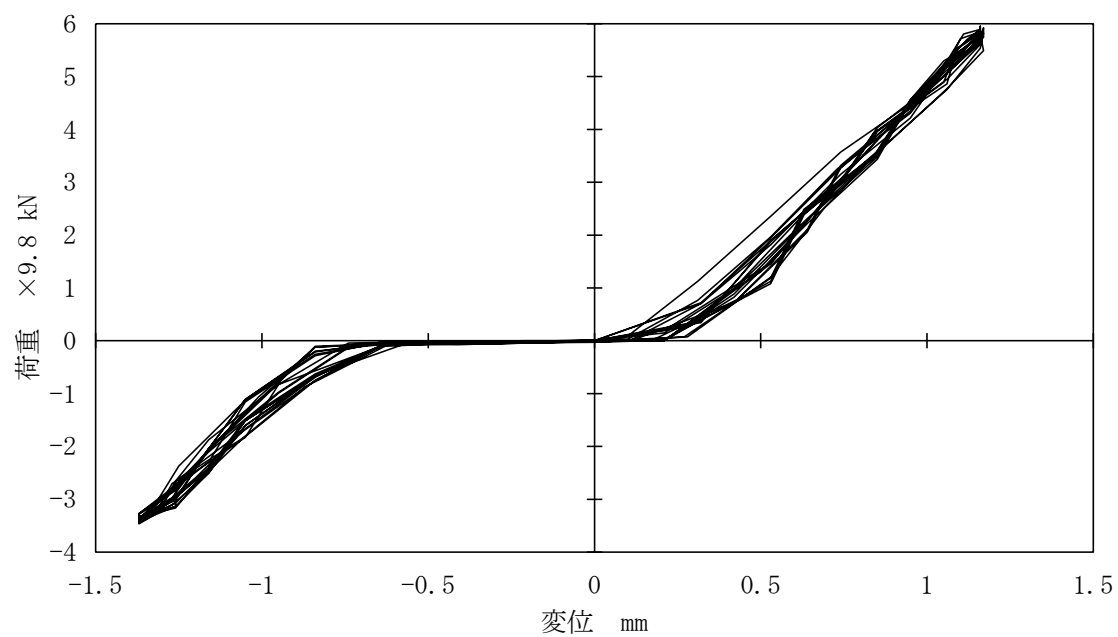


図4.2.18 荷重－変位特性（弾性域） [A2-1]

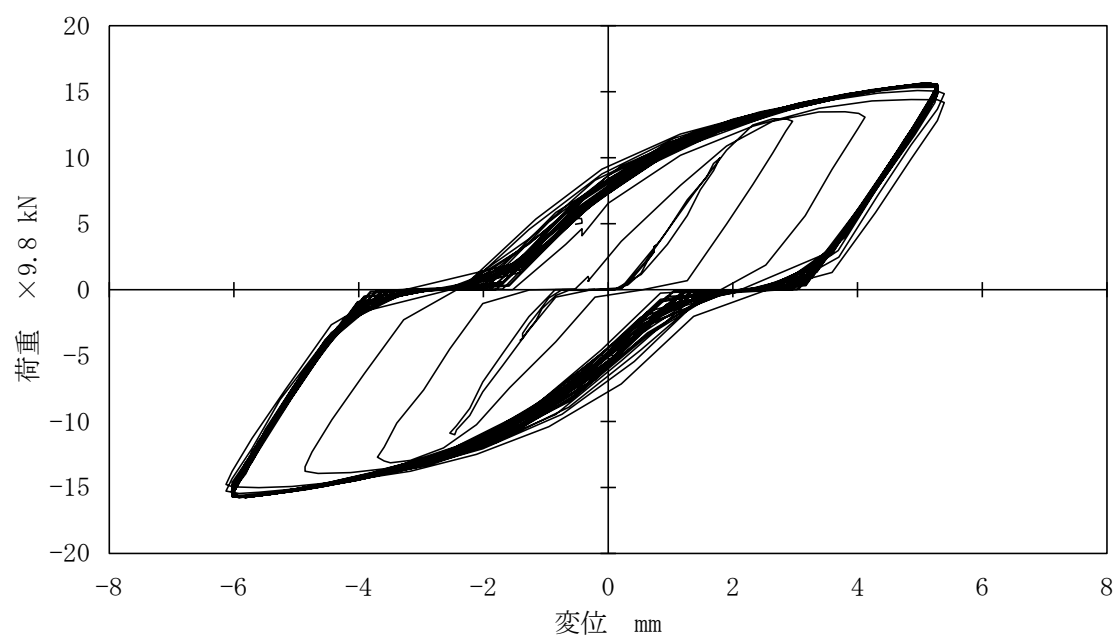


図4.2.19 荷重－変位特性（塑性率5） [A2-1]

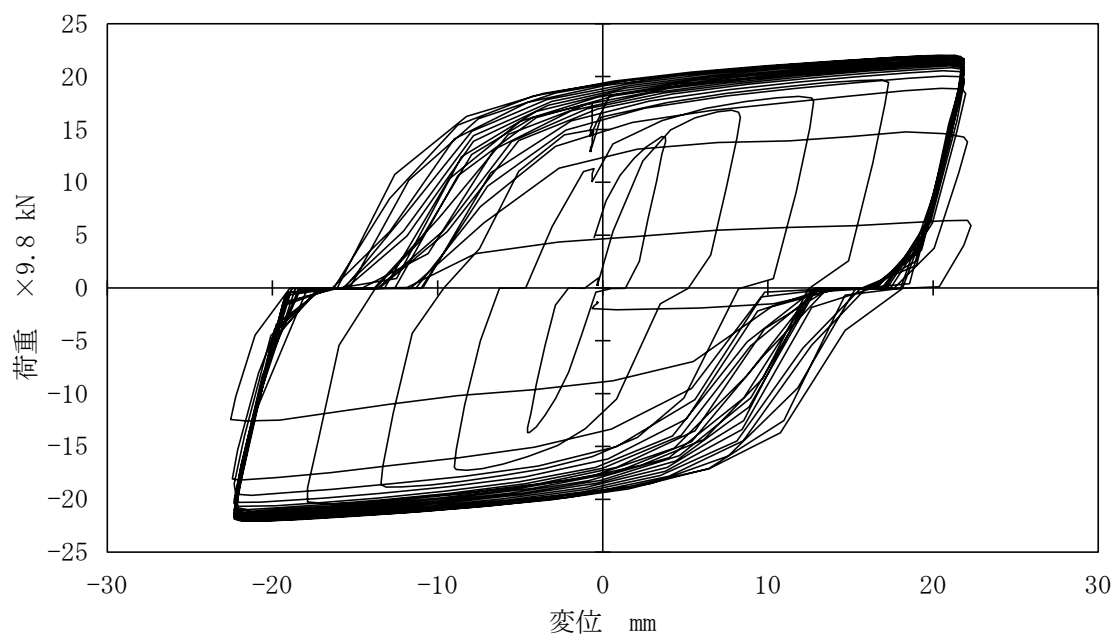


図4.2.20 荷重－変位特性（塑性率20） [A2-1]

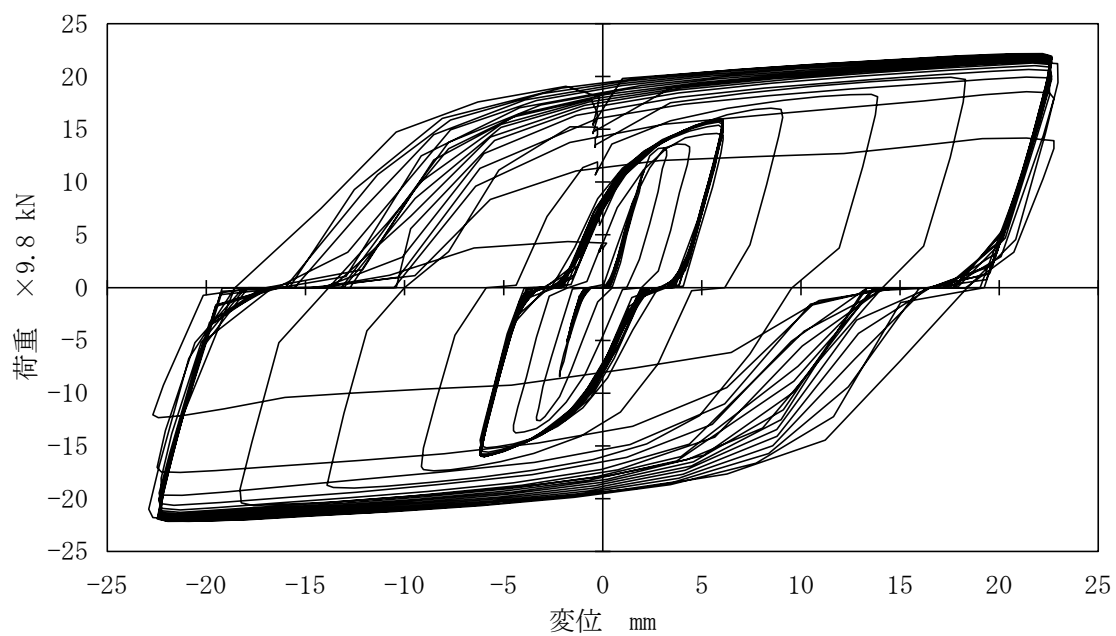


図4.2.21 荷重－変位特性（弾性域、塑性率5、塑性率20） [A2-2]

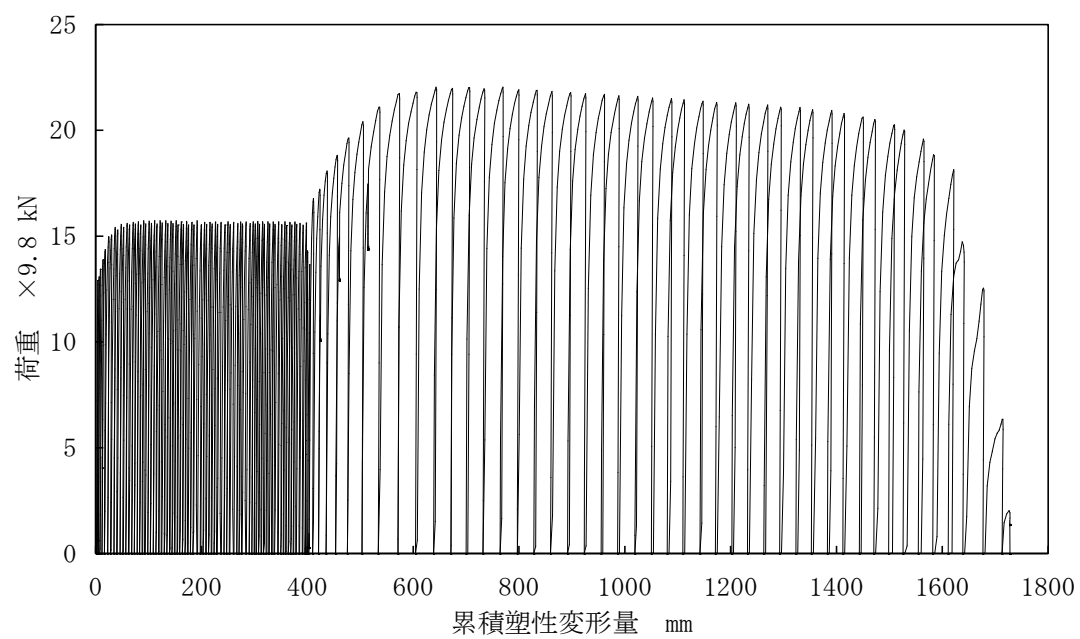


図4. 2. 22 累積塑性変形量 [A2-1]

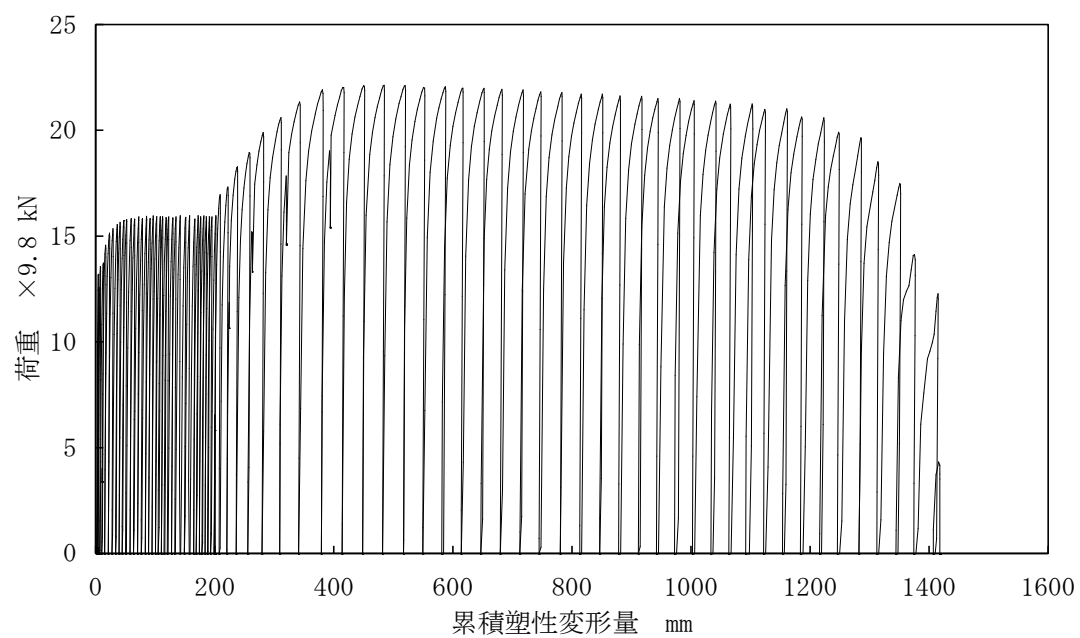


図4. 2. 23 累積塑性変形量 [A2-2]

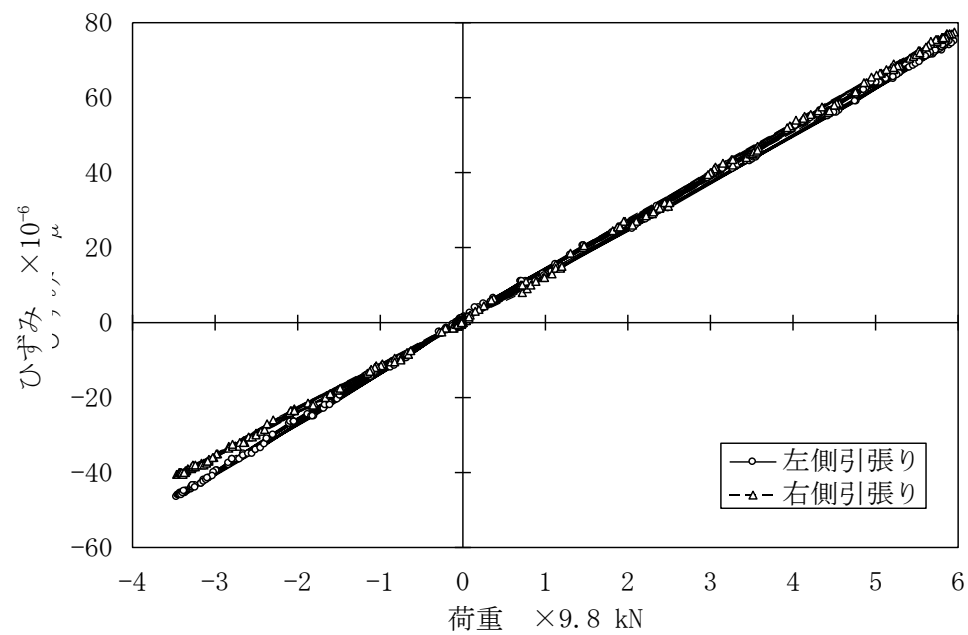


図4.2.24 荷重とリンク部のひずみの関係 [A2-1]

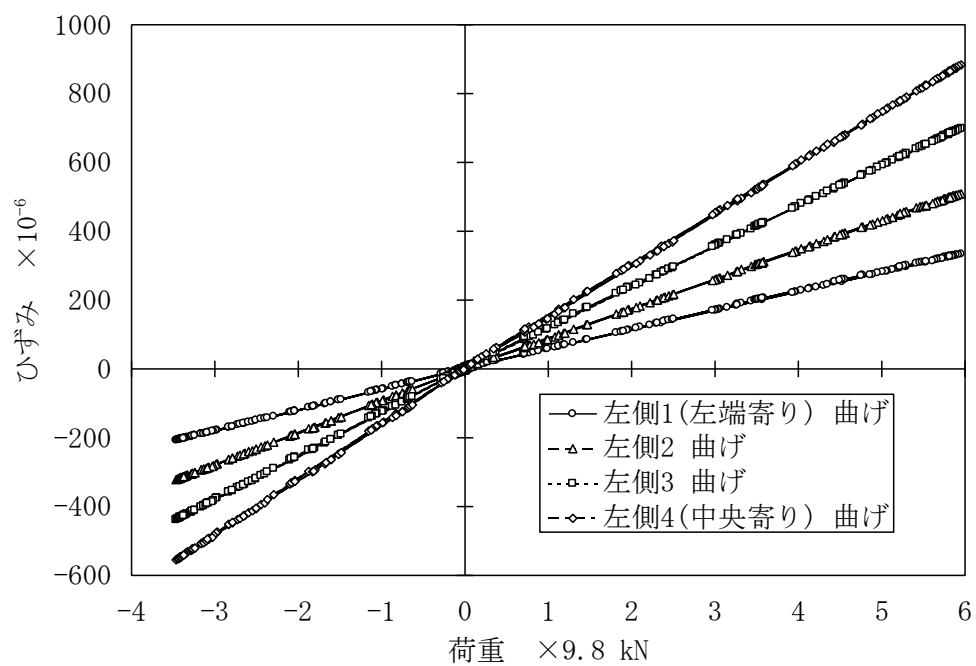


図4.2.25 荷重とピン部のひずみの関係（弾性域） [A2-1]

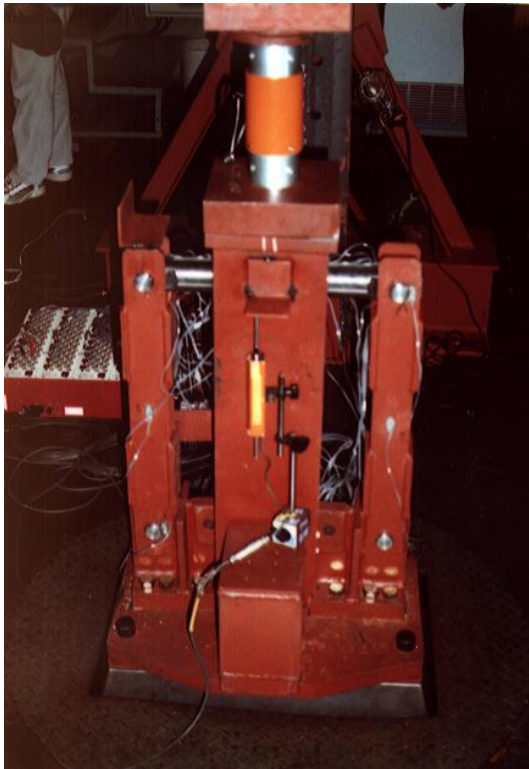


写真4. 2. 5 リンク式A2タイプの
試験装置設置状況

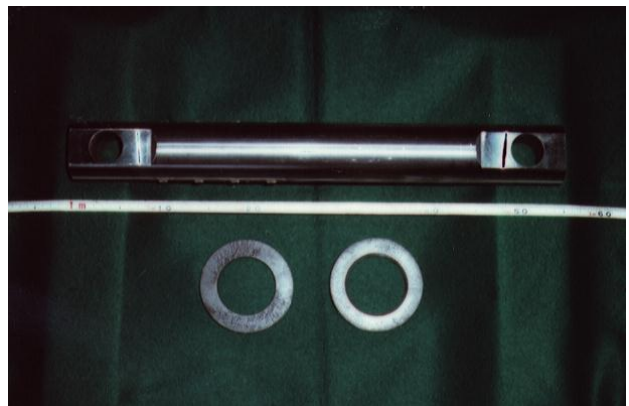


写真4. 2. 6 変位負荷前のリンク式A2タイプ
試験体

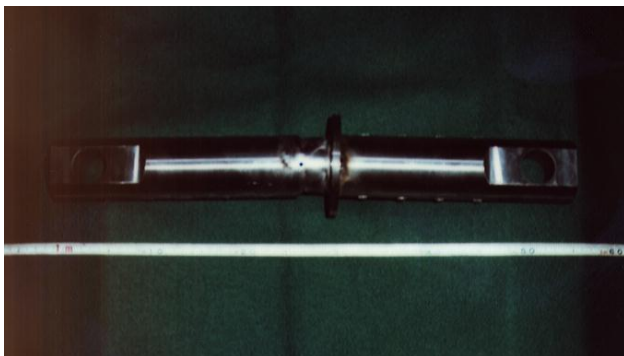


写真4. 2. 7 損傷後のリンク式A2タイプ試験体



写真4. 2. 8 リンク式A2タイプ試験体の
損傷部

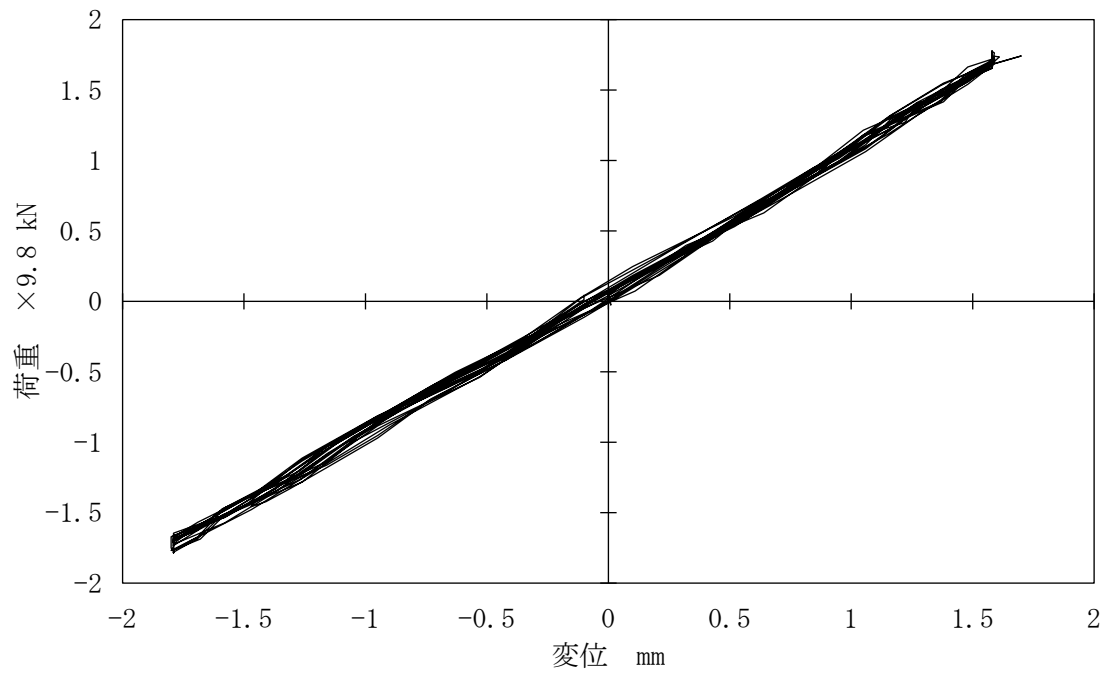


図4. 2. 26 荷重－変位特性（弾性域） [B1-1]

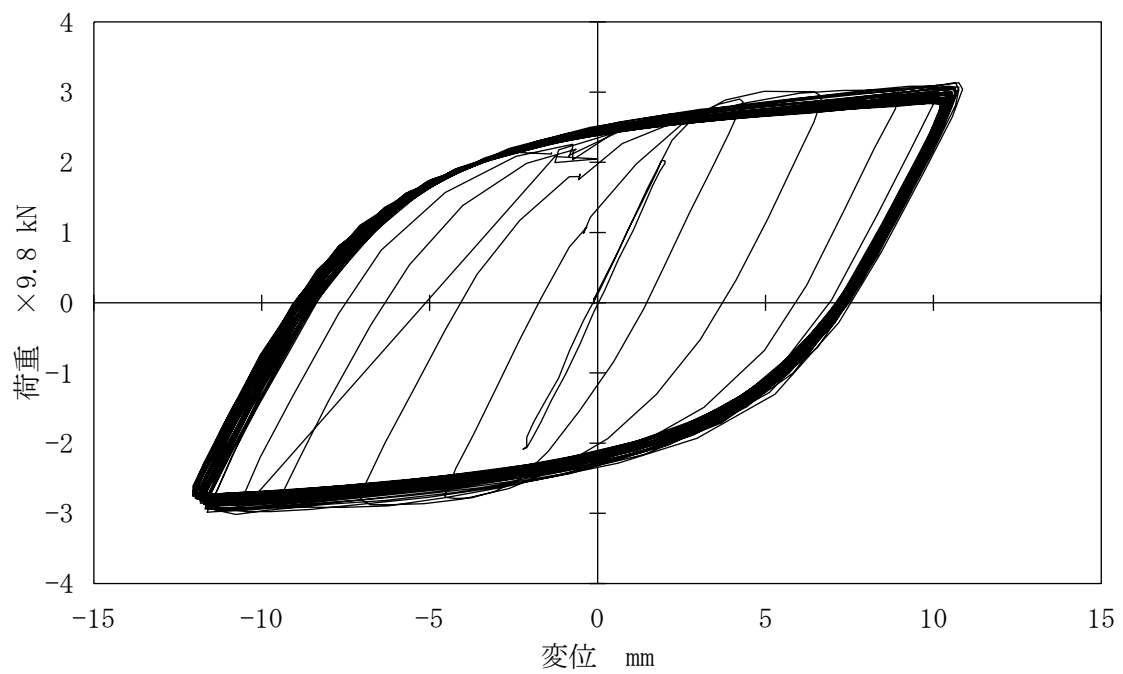


図4. 2. 27 荷重－変位特性（塑性率5） [B1-1]

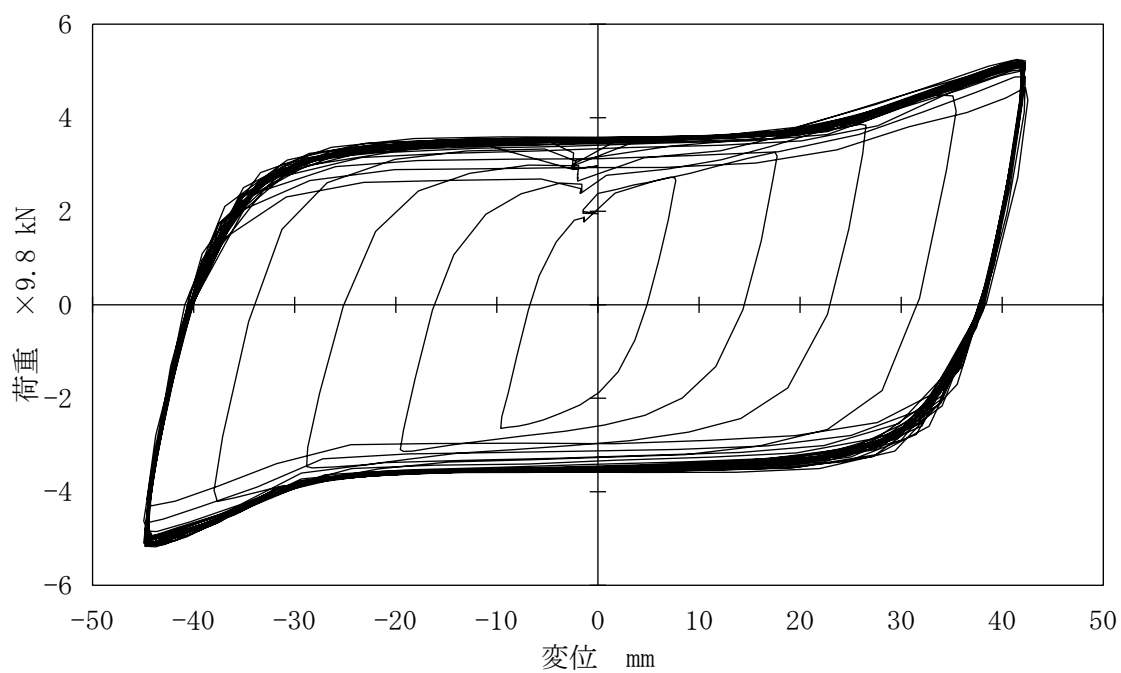


図4.2.28 荷重－変位特性（塑性率20） [B1-1]

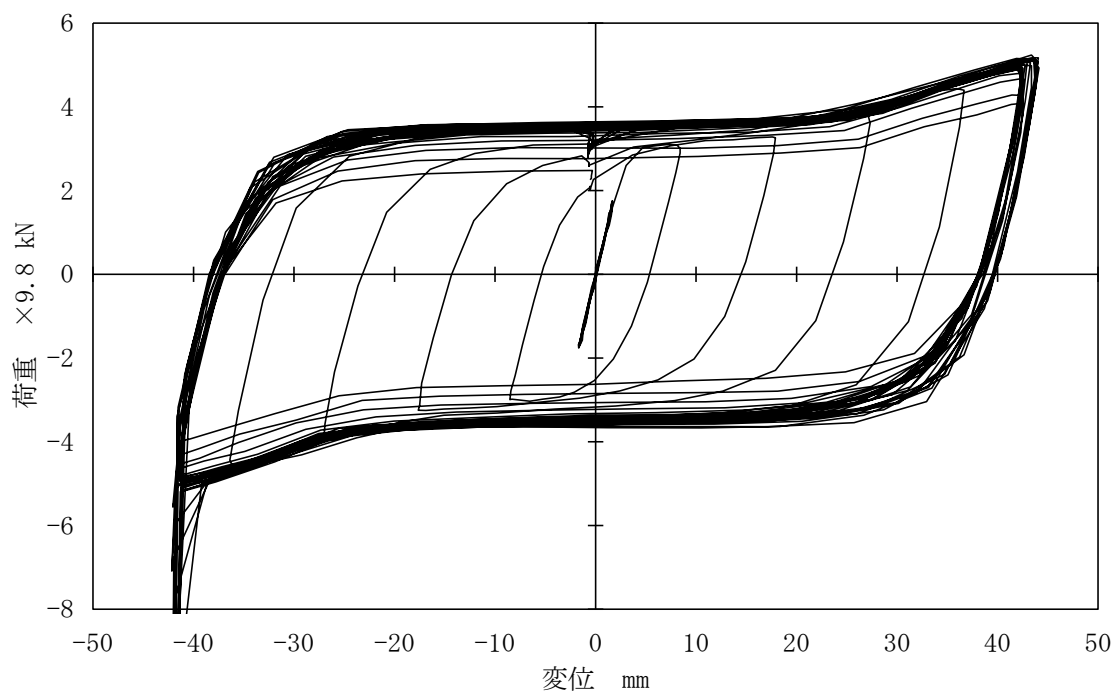


図4.2.29 荷重－変位特性（弾性域、塑性率20） [B1-2]

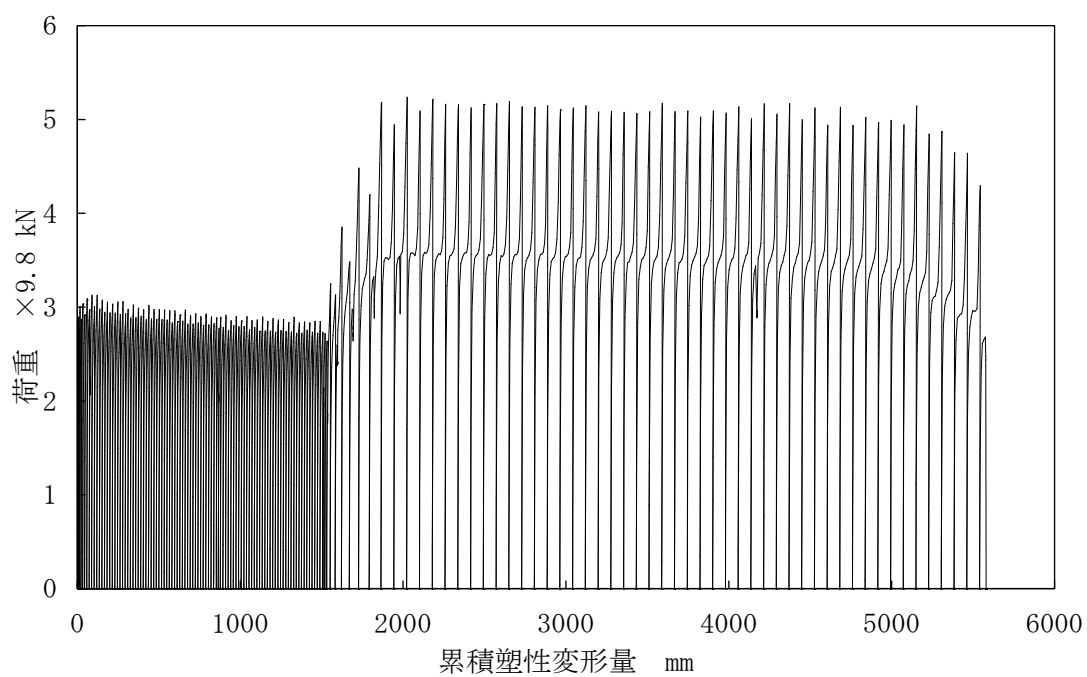


图4.2.30 累积塑性变形量 [B1-1]

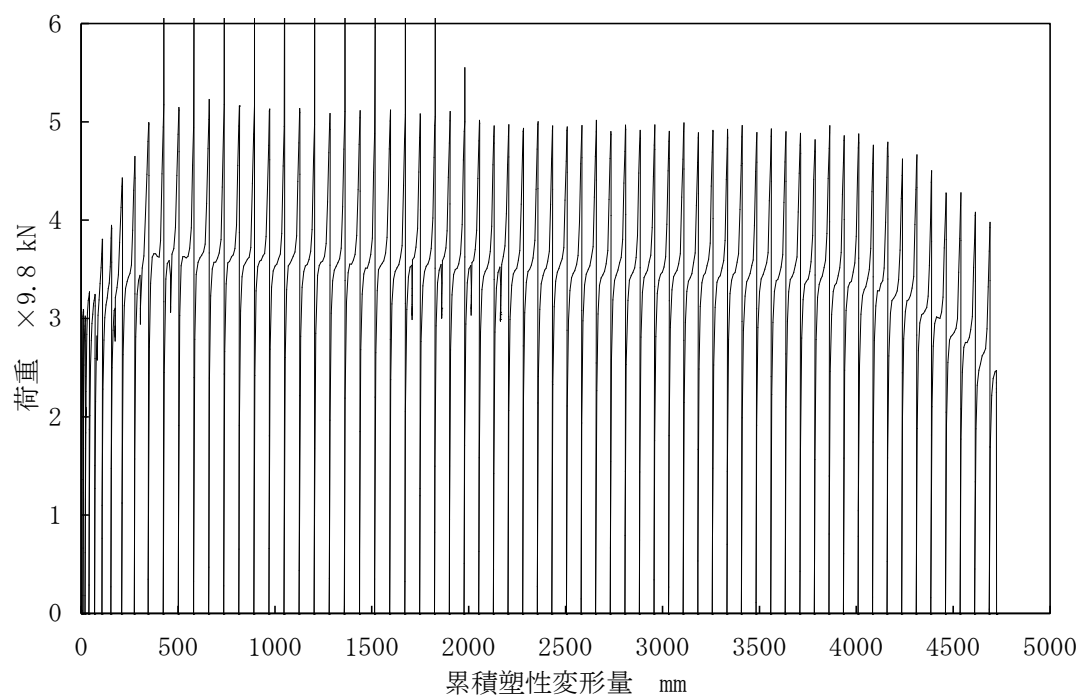


图4.2.31 累积塑性变形量 [B1-2]

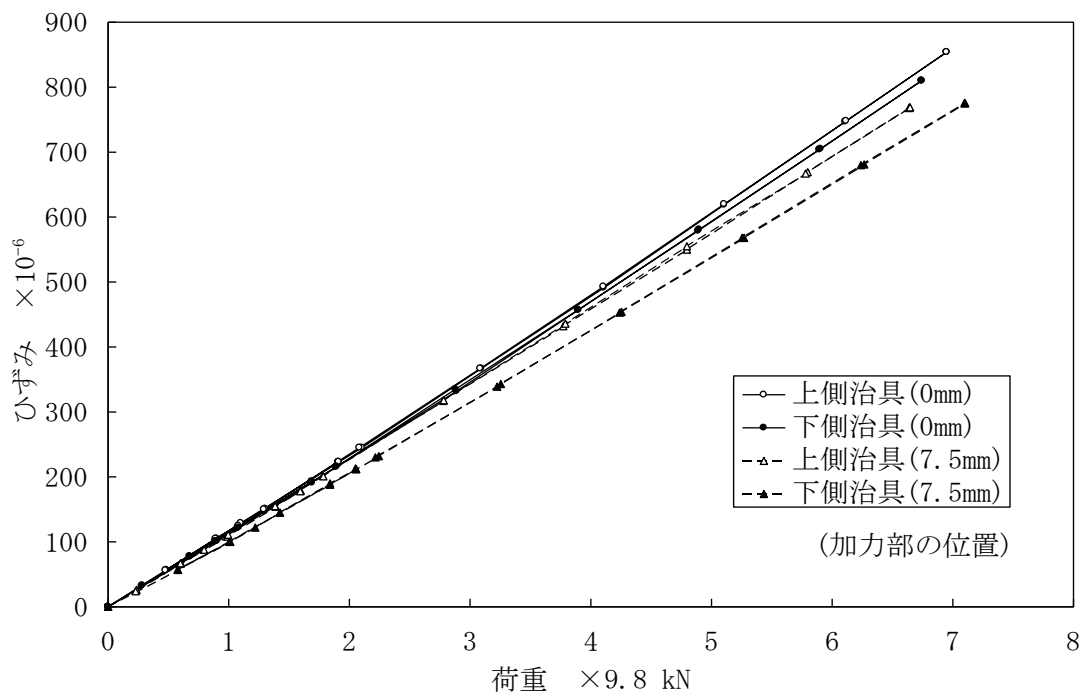


図4.2.32 荷重と治具のひずみの関係 [B1]

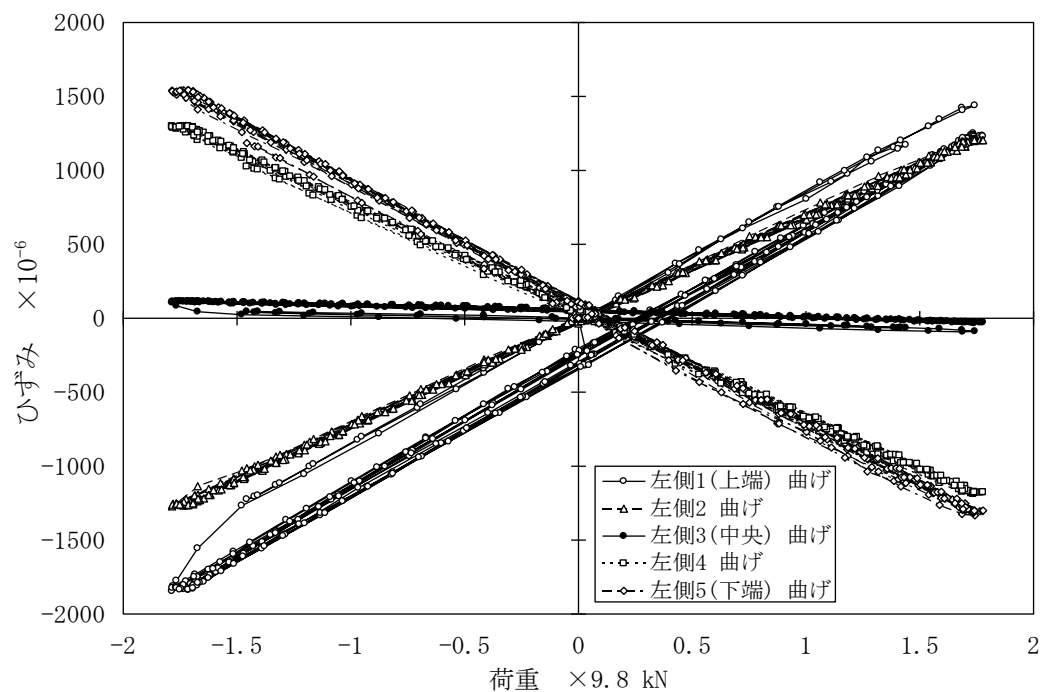


図4.2.33 荷重とプレートAのひずみの関係（弾性域） [B1-1]

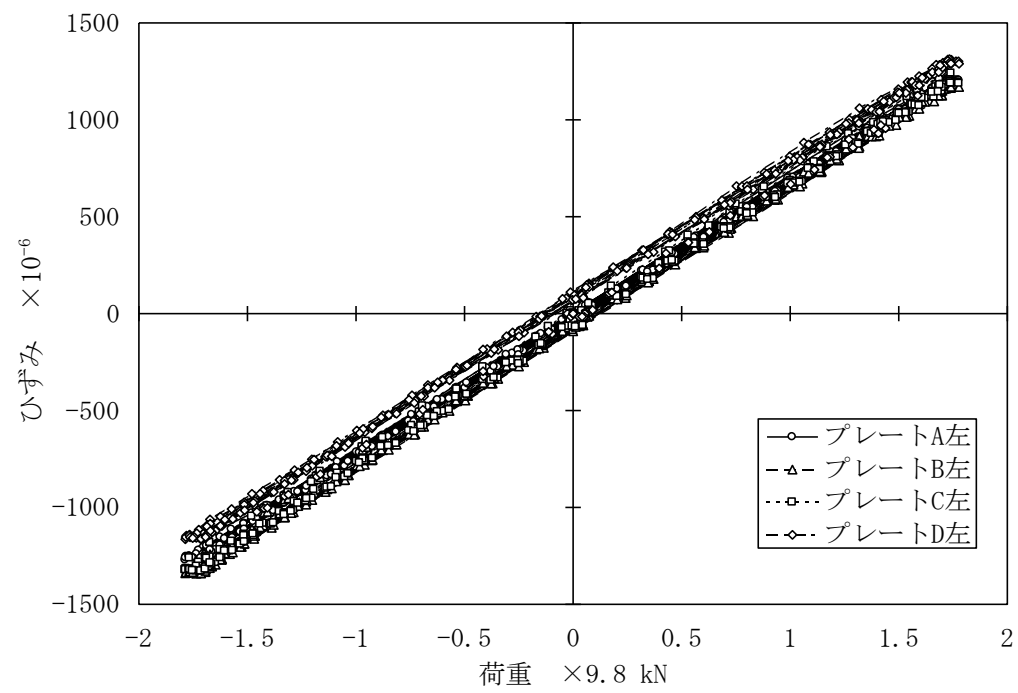


図4.2.34 荷重と各プレートのひずみの関係（弾塑性） [B1-1]

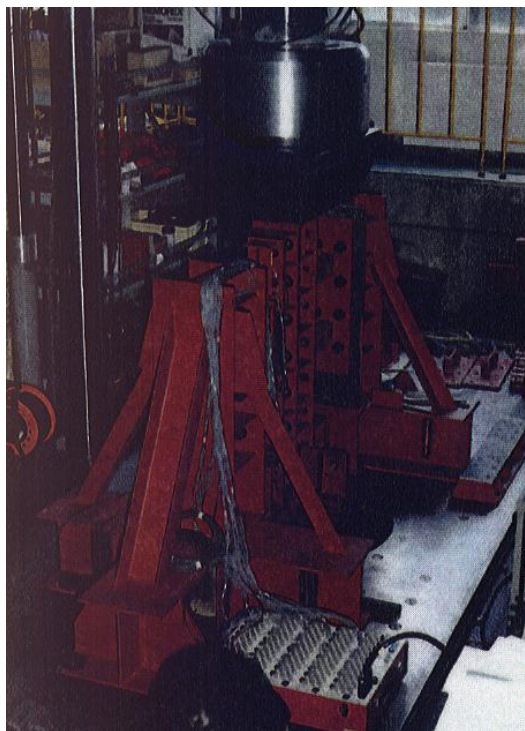


写真4. 2. 9 挟み込み式B1タイプ
の試験装置設置状況

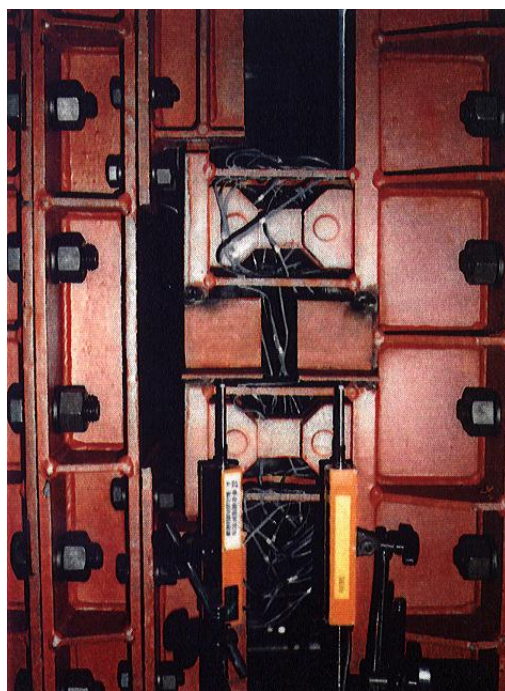


写真4. 2. 10 変位負荷前の挟み込み式
B1タイプ試験体

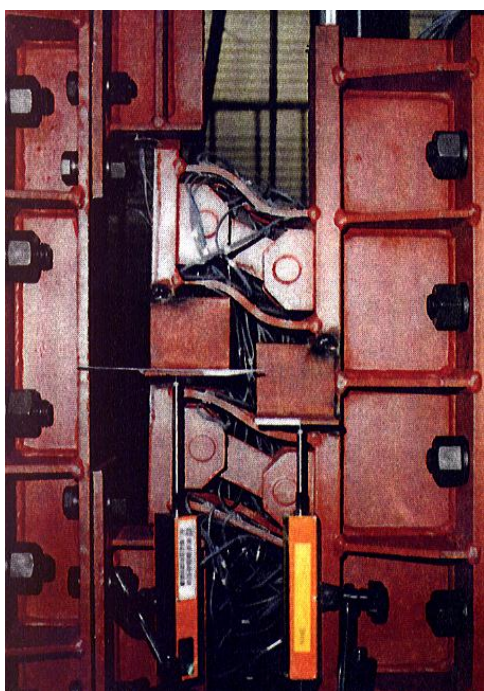


写真4. 2. 11 試験中の挟み込み式
B1タイプ試験体

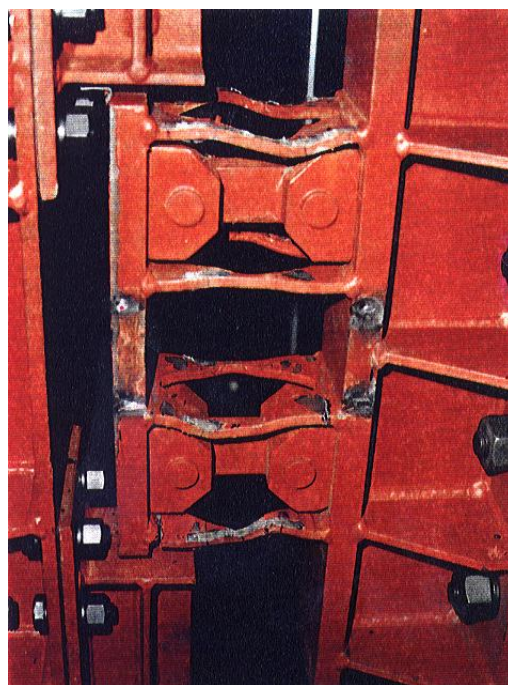


写真4. 2. 12 挟み込み式B1タイプ試験体
の損傷部

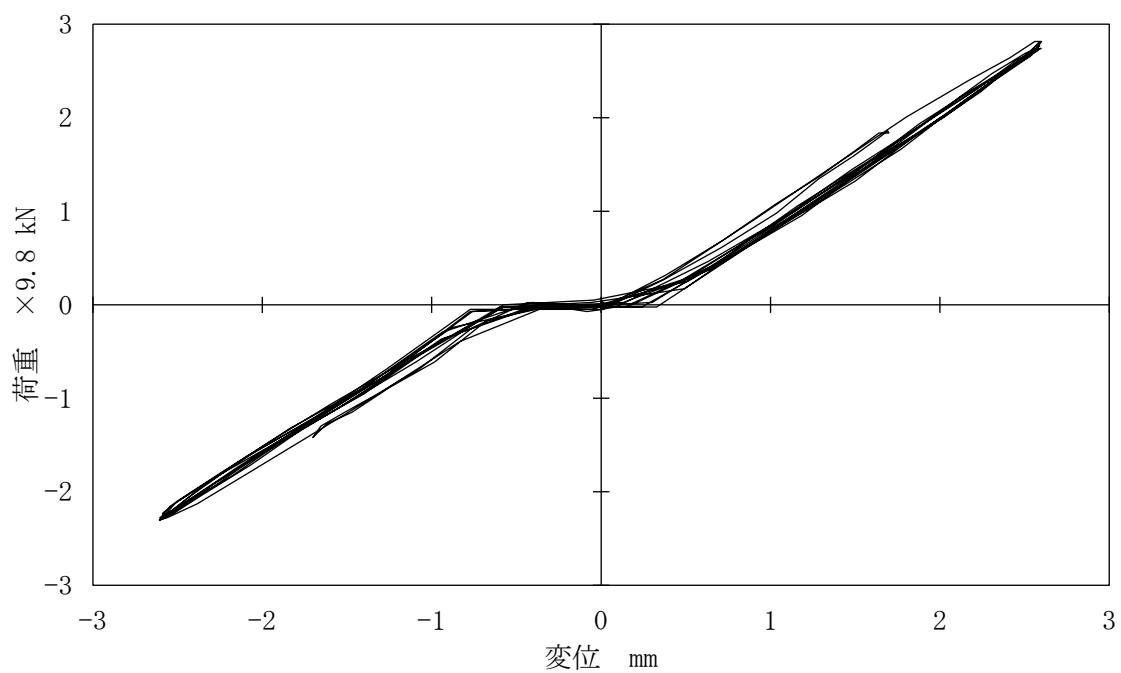


図4. 2. 35 荷重－変位特性（弾性域） [B2-1]

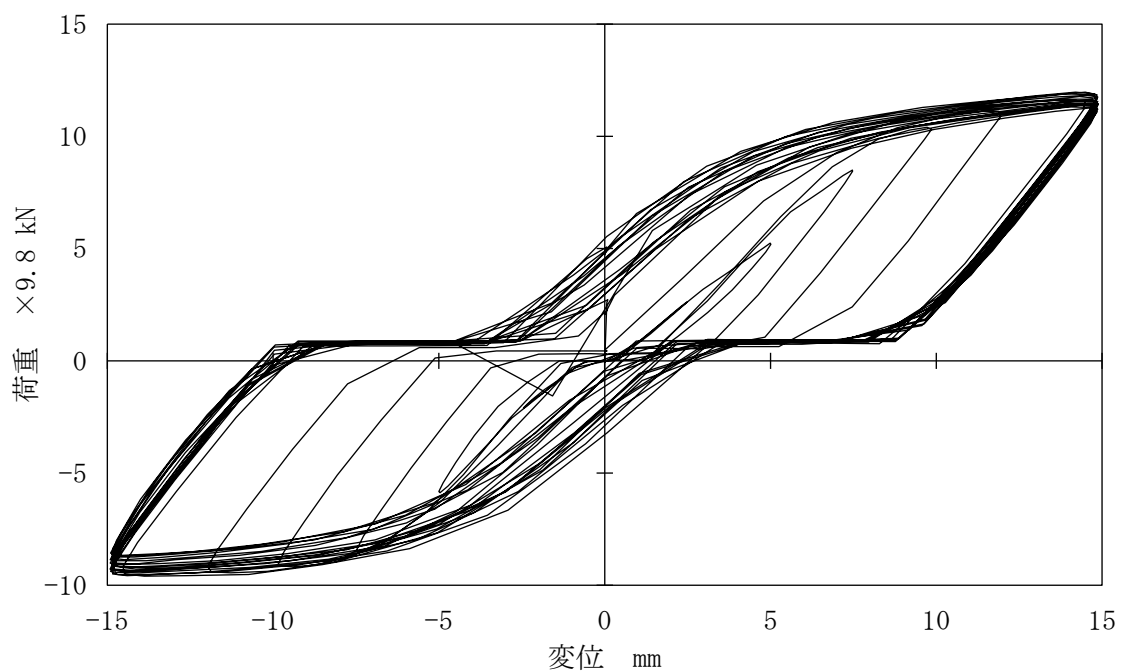


図4. 2. 36 荷重－変位特性（塑性率5） [B2-1]

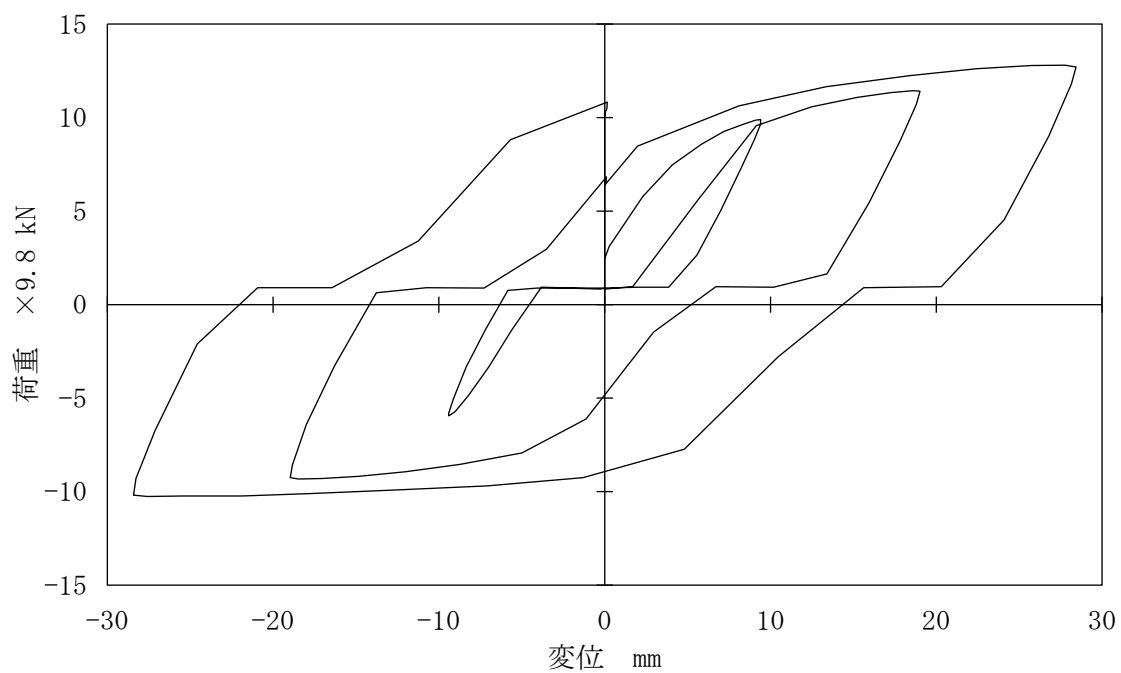


図4.2.37 荷重－変位特性（塑性率20） [B2-1]

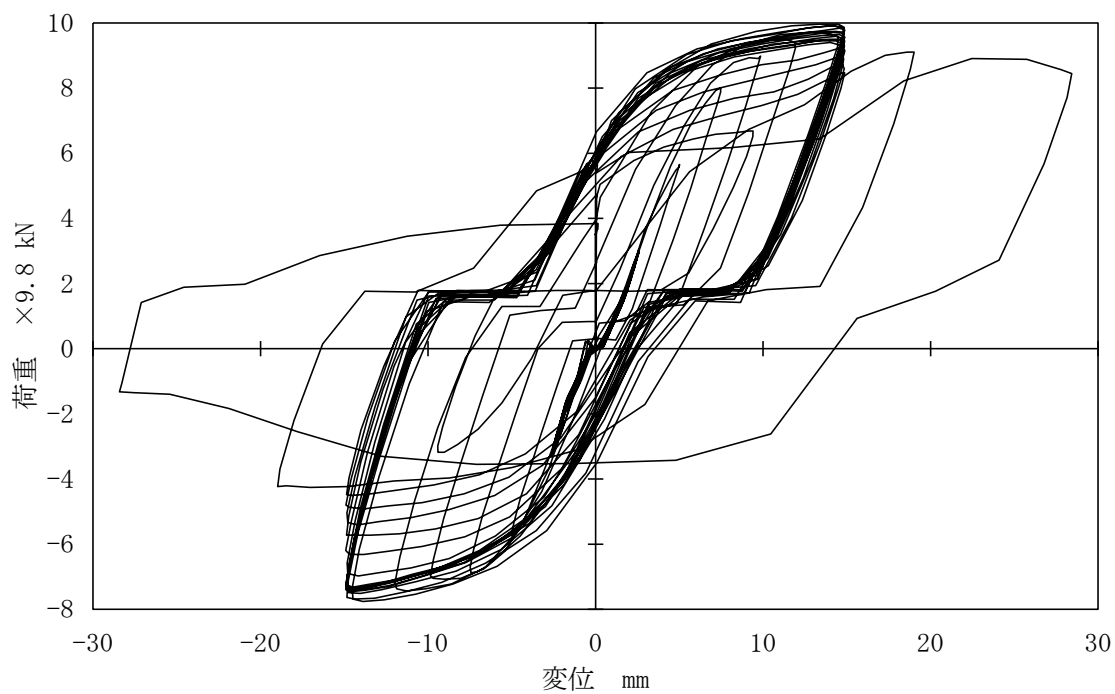


図4.2.38 荷重－変位特性（弾性域、塑性率5、塑性率20） [B2-2]

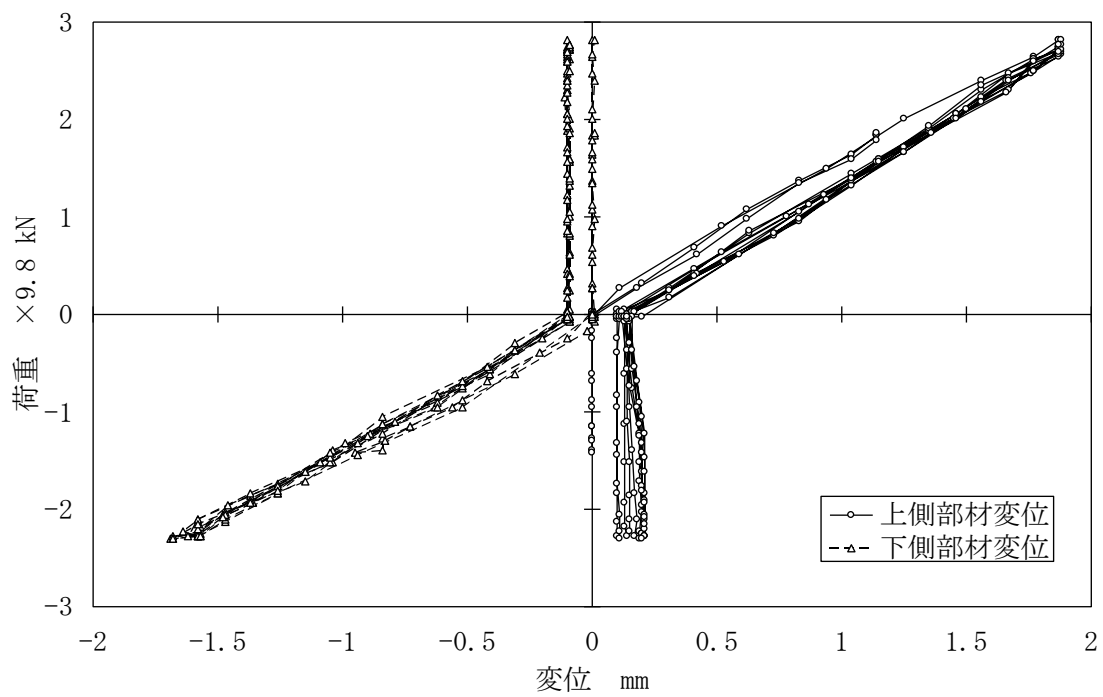


図4.2.39 部材荷重－変位特性（弾性域） [B2-1]

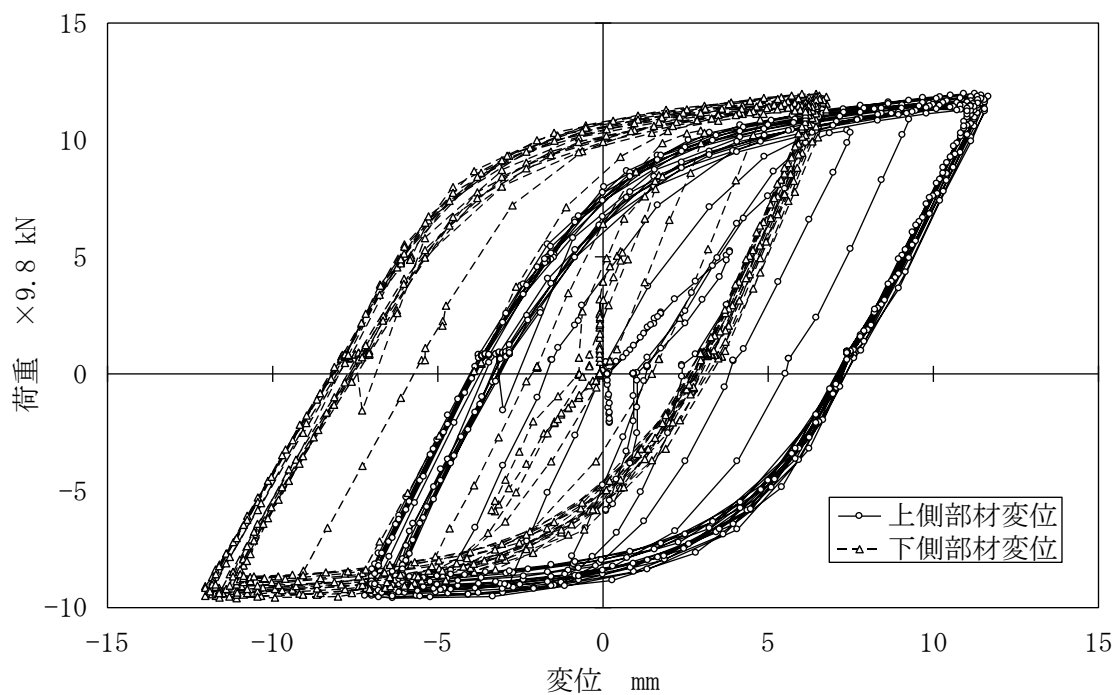


図4.2.40 部材荷重－変位特性（塑性率5） [B2-1]

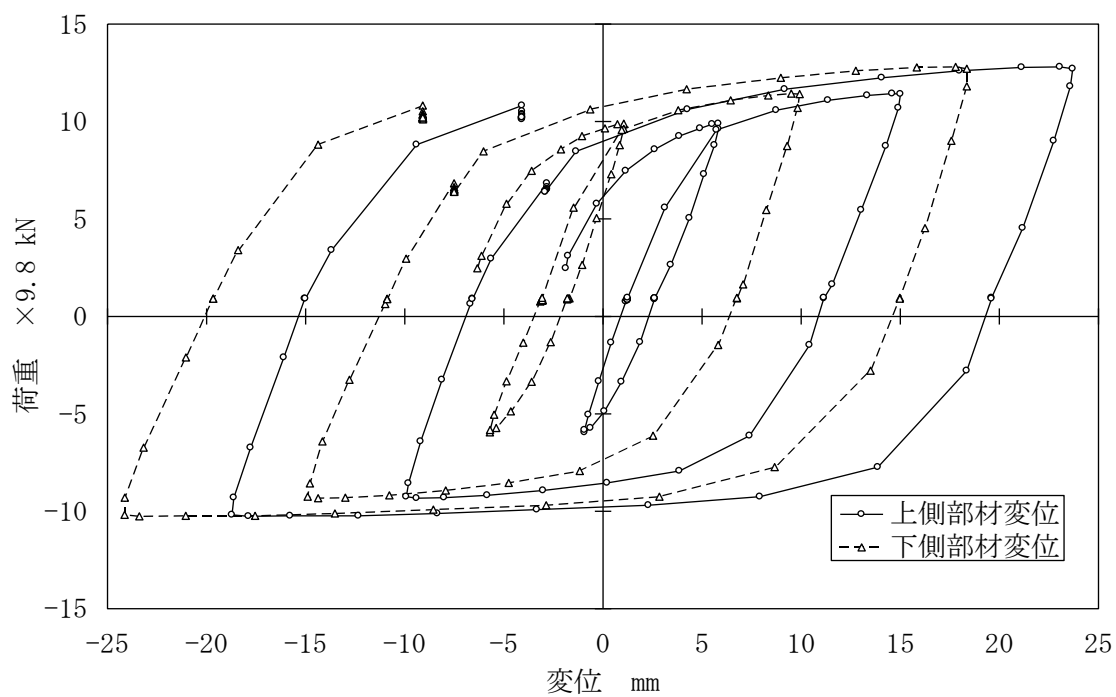


図4.2.41 部材荷重－変位特性（塑性率20） [B2-1]

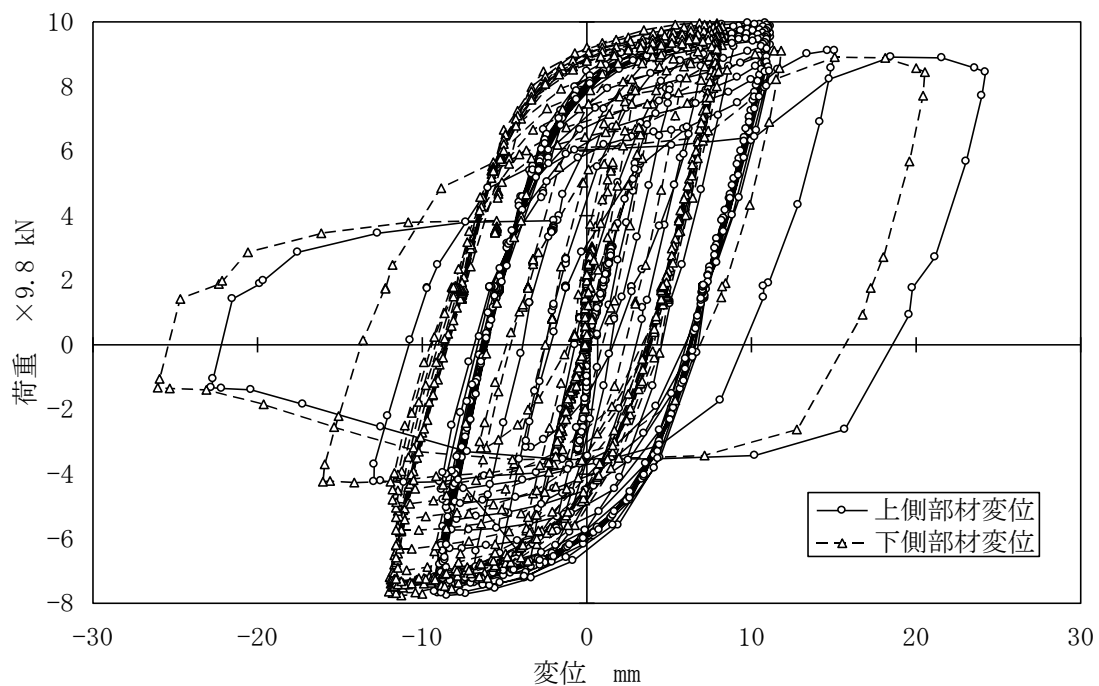


図4.2.42 部材荷重－変位特性（弾性域、塑性率5、塑性率20） [B2-2]

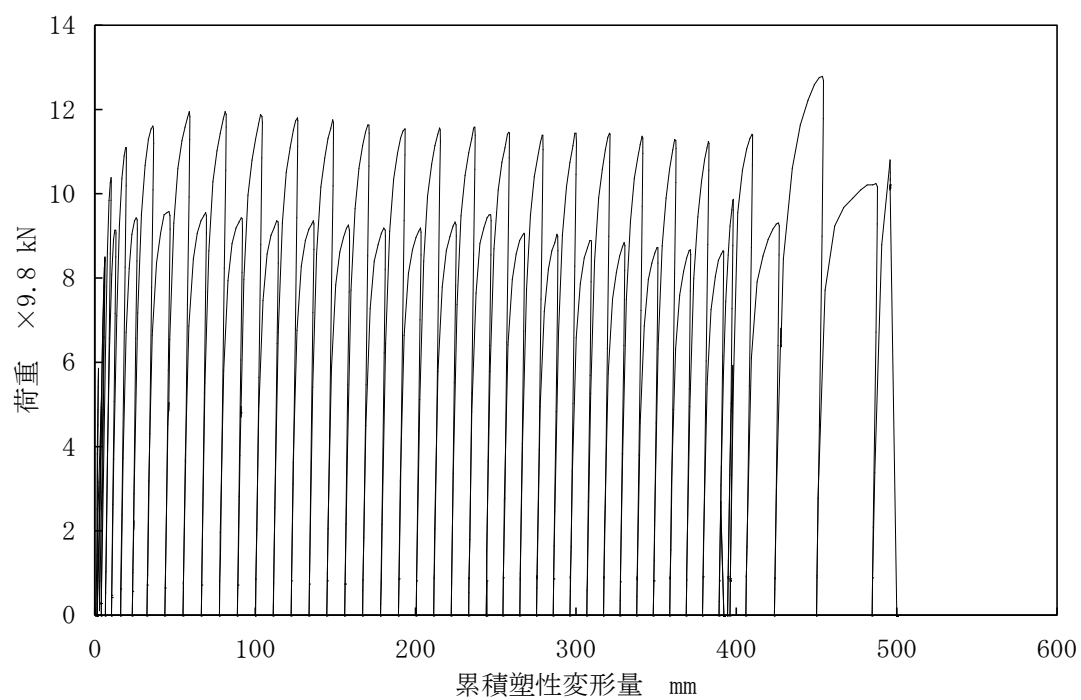


図4. 2. 43 累積塑性変形量 [B2-1]

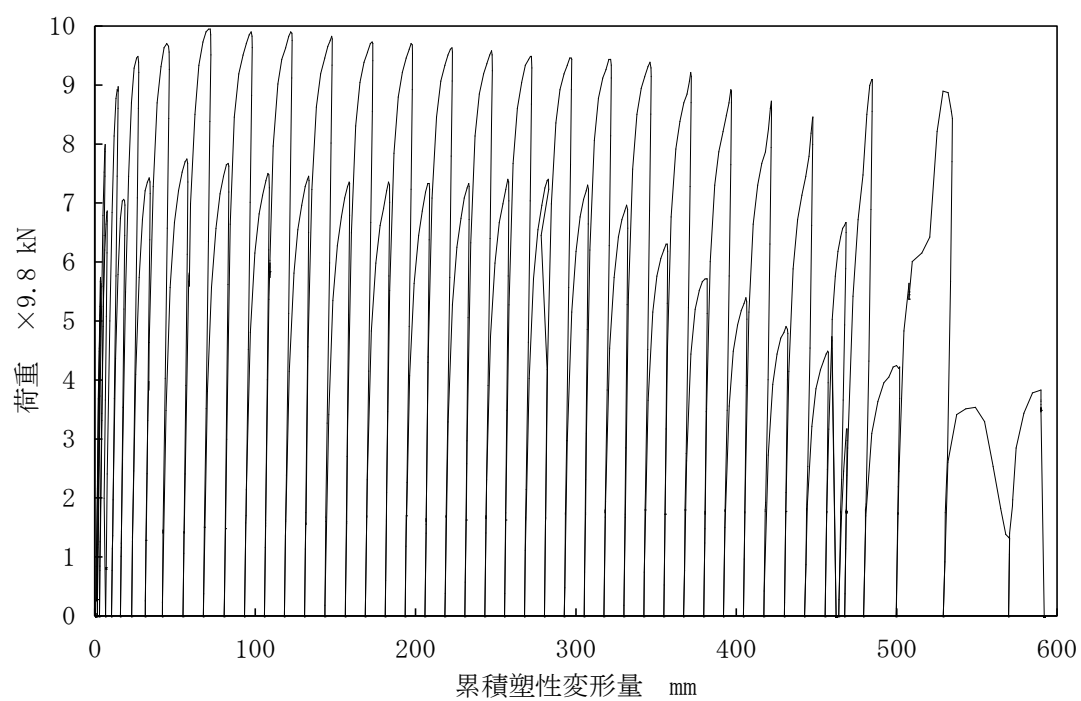


図4. 2. 44 累積塑性変形量 [B2-2]

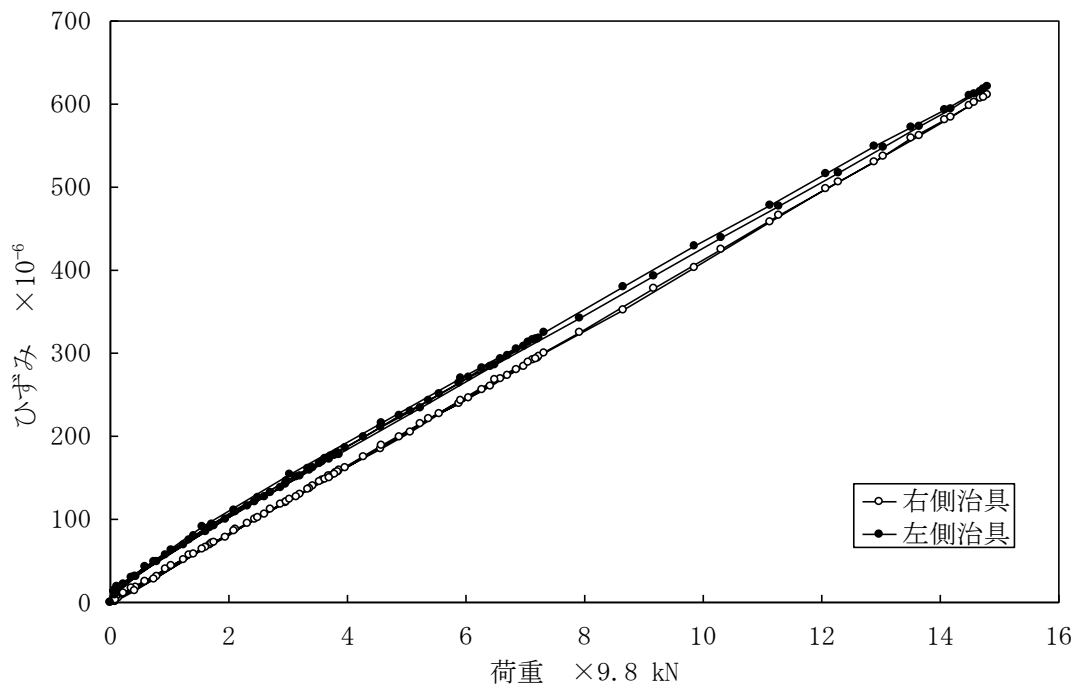


図4. 2. 45 荷重と治具のひずみの関係 [B2]

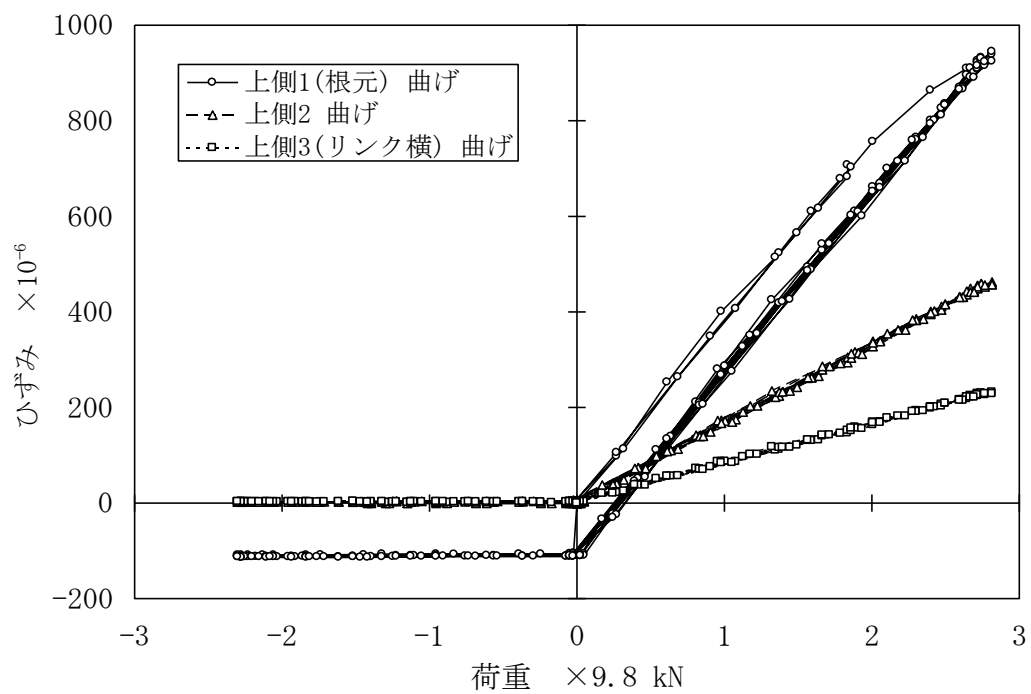


図4. 2. 46 荷重と上側部材のひずみの関係（弾性域） [B2-1]

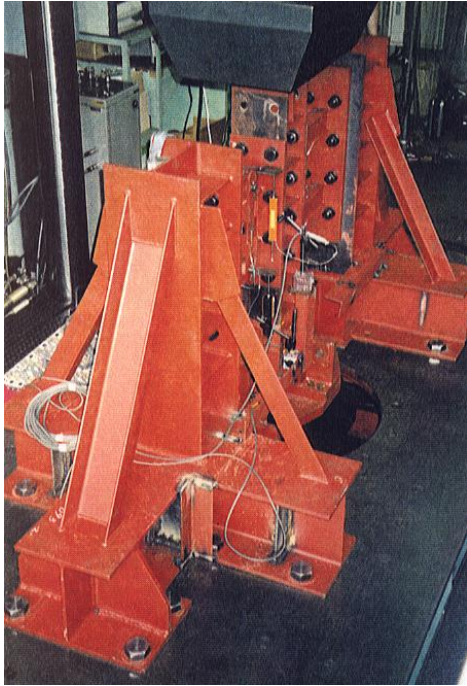


写真4. 2. 13 挟み込み式B2タイプ
の試験装置設置状況

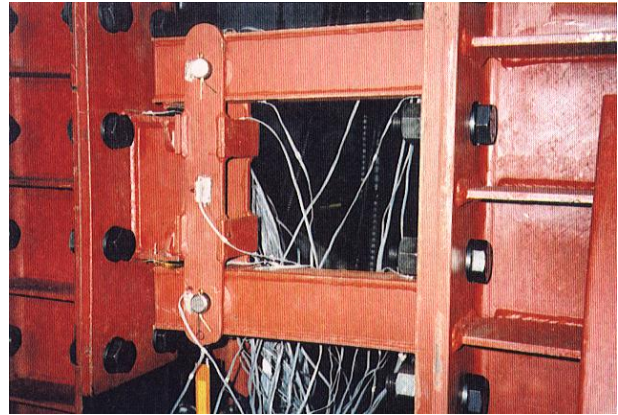


写真4. 2. 14 試験中の挟み込み式B2タイプ
試験体

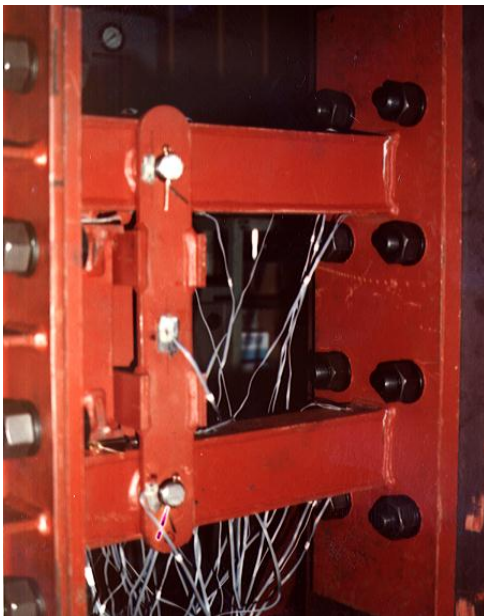


写真4. 2. 15 損傷後の挟み込み式
B2タイプ試験体

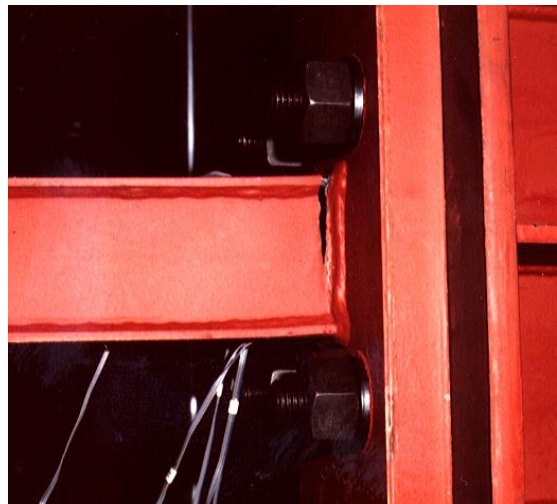


写真4. 2. 16 挟み込み式B2タイプ試験体
の損傷部

2. 8 まとめ

ボイラー耐震実証試験の全体系試験で用いる振れ止め装置の単体としての特性を把握することを目的に、振れ止め装置単体の要素試験を実施した。具体的には、振れ止め装置に正弦波状の繰返し変位を負荷し、発生する荷重やひずみを測定した結果、以下のことが分かった。

(i) 振れ止め装置の力学的特性の把握

要素試験結果から、各振れ止めタイプの力学的特性として、降伏荷重や降伏変位をはじめとするガタを含む荷重－変位特性及び構成要素の荷重－変形特性を明らかにし、設計値がガタを考慮していない点を除いて、設計値とほぼ同じことを確認した。

また、全体系試験における振れ止め装置に作用する荷重を求めるため、本要素試験で、リンク式振れ止め装置のリンク部及び挟み込み式振れ止め装置の加力治具の荷重－変形特性を求めた。

(ii) 振れ止め装置の耐久性(累積塑性変形量)の把握

全体系試験で求められる地震時に生じる累積塑性変形量や吸収エネルギー等と比較し、振れ止め装置の耐久性評価を実施するため、本要素試験で各振れ止めタイプの損傷に至るまでの累積塑性変形量や吸収エネルギー等の耐久性を明らかにした。

3. 全体系試験

3. 1 試験目的

下記(i)～(v)の目的を達成するため、大型振動台を用い、振れ止め装置に注目したボイラ構造物の全体系試験を実施した。

(i) 振れ止め装置特性の把握

- ・要素試験結果との比較上、全体系試験による振れ止め装置の荷重変位特性を把握した。

(ii) 振れ止め装置の制振機能・耐久性・裕度の把握

- ・要素試験結果との比較上、重心位置1段に振れ止め装置を取り付けた試験において、振れ止め装置の制振機能、耐久性及び裕度を把握した。

(iii) 支持構造の耐震安全性の確認

- ・振れ止め装置を重心位置に1段取り付けた試験において、振れ止め装置の制振機能により支持構造の応答を低減し、支持構造が地震時に損傷しないことを確認した。

(iv) 1段配置振れ止め装置特性の違いによる全体応答への影響把握

- ・振れ止め装置が剛と柔の場合で、支持構造の応答低減量の違いを把握した。

(v) 3段配置振れ止め装置の剛性分布を変えた場合の全体応答への影響把握

- ・3段配置振れ止め装置の剛性分布を適正化した場合としない場合で、応答低減量の違いを把握した。
- ・上述の剛性分布を適正化した場合としない場合の結果の詳細検討は、解析を交えて、第5章(シミュレーションに基づく実機ボイラ構造物の耐震性評価)で実施した。

3. 2 試験装置及び試験体

3. 2. 1 試験装置

全体系試験には、防災科学技術研究所の大型振動台を使用した。本振動台の性能曲線及び主な仕様は、第3章(ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定)における図3. 3. 6及び表3. 3. 1に示す。

3. 2. 2 試験体

(1) ボイラ及び支持構造の試験体

第3章(ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定)における図3. 3. 13にボイラ構造物試験体の概要を示す。本試験体は、高さ8. 3m、幅4m、奥行き4mの3層構造であり、本試験体の全重量は42. 7tである。試験体の1次固有周期は約0. 5秒である。

実機におけるボイラの1次振動モードは剛体変形であることから、本試験体におけるボイラは曲げ変形しない鋼板でモデル化されている。一方、実機における支持構造の1次振動モードは、片持ち梁型の曲げ変形になることから、本試験体における支持構造は柱構造でモデル化されている。

(2) 振れ止め装置の試験体

第3章(ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定)における図3. 3. 16～図3. 3. 20に振れ止め装置の試験体を示す。図3. 3. 16は使用状況の概略図で、図3. 3. 17～図3. 3. 20は試験体の図面である。試験体は、リンク式A1タイプ(図3. 3. 17)とA2タイプ(図3. 3. 18)及び挟み込み式B1タイプ(図3. 3. 19)とB2タイプ(図3. 3. 20)の4種類である。リンク式A1タイプは、ピンで荷重を受けて地震レベル1で弾塑性変形する。これに対し、リンク式A2タイプもピンで荷重を受けるが、地震レベル1で弾性変形する。挟み込み式B1タイプは、プレートエレメントで荷重を受け、地震レベル1で弾塑性変形する。これに対し、挟み込み式B2タイプは、1対のはり部材で荷重を受けて地震レベル1で弾性変形する。

振れ止め装置を重心位置に1段取り付けた試験(以下、1段試験と称す)で用いた振れ止め装置の特性値を表4. 3. 1に示す。また、振れ止め装置を、重心位置(第2層位置)だけでなく、その下段位置(第1層位置)と上段位置(第3層位置)に配置した試験(以下、3段試験と称す)で用いた振れ止め装置の特性値を表4. 3. 2に示す。

表4.3.1 1段試験用振れ止め装置の特性値一覧

試 験 ケ ー ス			試験模型振れ止め装置特性値	
目的別分類	振れ止め装置のタイプ		降伏荷重Py (×9.8kN)	降伏変位 δ_y (c m)
弾塑性設計	リンク式	A1	4.6	0.22
	挟み込み式	B1	2.3	0.22
弾 性 設 計	リンク式	A2	10.0	0.22
	挟み込み式	B2	5.0	0.22

表4.3.2 3段試験用振れ止め装置の特性値一覧

試 験 ケ ー ス			試験模型振れ止め装置特性値	
目的別分類	振れ止め装置のタイプ		降伏荷重Py (×9.8kN)	降伏変位 δ_y (c m)
質量比例分布	リンク式	A1上段	2.3	0.22
		A1中段	4.6	0.22
		A1下段	2.3	0.22
適正化剛性分布	リンク式	A1上段	1.2	0.22
		A1中段	1.8	0.22
		A1下段	1.8	0.22

3. 3 計測計画

3. 3. 1 計測の目的と計測評価項目

表4. 3. 2に，計測の目的と計測評価項目の関係を示す。

表4. 3. 2 計測の目的と計測評価項目

目的	計測評価項目
(i) 振れ止め装置 特性の把握	<ul style="list-style-type: none"> ・1段試験において，リンク式振れ止め装置 (A1及びA2) の変形量とリンクのひずみを測定することで荷重変位特性を把握する。 ・1段試験において，挟込み式振れ止め装置 (B1及びB2) の変形量と装置支持治具のひずみを測定することで荷重変位特性を把握する。
(ii) 振れ止め装置の 制振機能・耐久性・裕度の把握	<ul style="list-style-type: none"> ・1段試験において，リンク式振れ止め装置 (A1及びA2) の変形量とリンクのひずみを測定することで累積塑性率を把握し，要素試験で得られた累積塑性率と比較することで，リンク式振れ止め装置の制振機能，耐久性，裕度を把握する。 ・1段試験において，挟込み式振れ止め装置 (B1及びB2) の変形量と装置支持治具のひずみを測定することで累積塑性率を把握し，要素試験で得られた累積塑性率と比較することで，挟込み式振れ止め装置の制振機能，耐久性，裕度を把握する。
(iii) 支持構造の耐震 安全性の確認	<ul style="list-style-type: none"> ・1段試験において，ボイラー重心位置における支持構造の変位と支持構造柱脚部のひずみを測定することで，振れ止め装置 (A1, A2, B1, B2) の制振機能により支持構造の応答が低減され，支持構造が損傷しないことを確認する。
(iv) 1 段 配 置 振れ 止 め 装 置 特 性 の 全 体 応 答 へ の 影 響 把 握	<ul style="list-style-type: none"> ・1段試験において，ボイラー重心位置における支持構造の変位と支持構造柱脚部のひずみを測定し，振れ止め装置剛性が剛の場合 (A2, B2) と柔の場合 (A1, B1) における支持構造の応答低減量の違いを把握する。
(v) 3 段 配 置 振れ 止 め 装 置 剛 性 分 布 の 全 体 応 答 へ の 影 響 把 握	<ul style="list-style-type: none"> ・3段試験において，振れ止め装置の剛性分布を適正化した場合としない場合で，ボイラー重心位置における支持構造の変位と支持構造柱脚部のひずみを測定し，応答低減量の違いを把握する。

3. 3. 2 計測システム概要

図4.3.1に計測システムの概要を示す。本システムは振動台への振動入力制御装置、振動台、ボイラー支持構造試験体、動ひずみ計、ワークステーション1とCD-ROM記録装置及びワークステーション2で構成する。

本システムに基づく計測の流れを以下に説明する。振動入力制御装置で生成した振動波形を振動台に入力してボイラー支持構造試験体における各点の振動応答を測定し、動ひずみ計を介して測定データを、二つのワークステーションに受け渡す。ワークステーション1では測定データのCD-ROMへの保存を行い、ワークステーション2では、測定作業と同時進行で波形演算処理や周波数スペクトル解析等を実施する。そして、この結果に基づいて振動入力レベルの再設定や、試験体の調整などを行う。

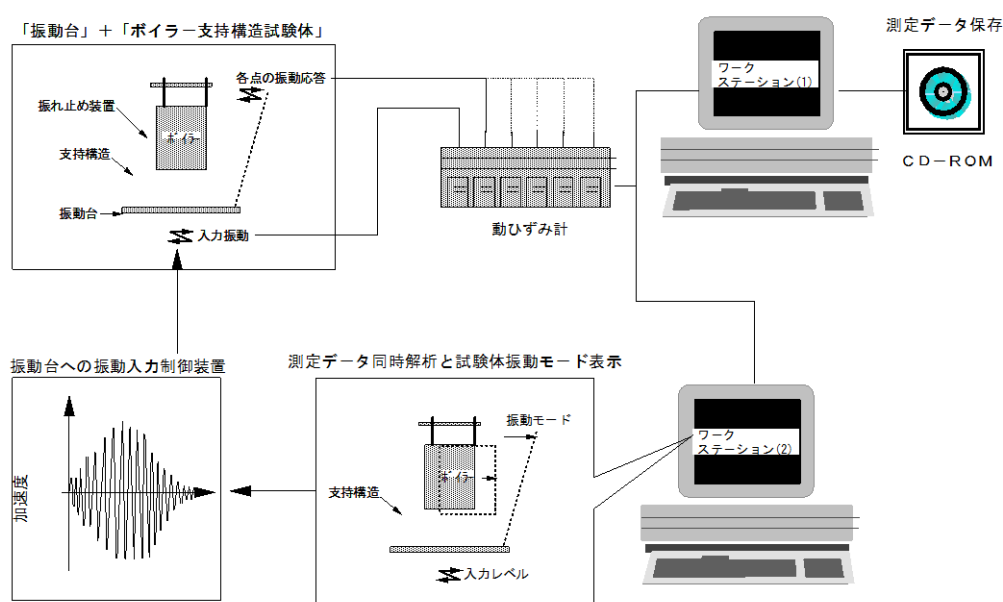


図4.3.1 計測システム

3. 4 加振計画

3. 4. 1 入力地震波の選定

第3章(ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定と試験体設計)の2.3.4項で述べたように、地震波3波であるTAFT EW波，El Centro NS波，Hachinohe NS波のうちTaft EW波がボイラ構造物に最大応答を与える卓越波であるため，TAFT EW波を全体系試験用の入力地震波に選定した。

3. 4. 2 加振条件

加振条件として，表4.3.3に示す4種を設定した。以下，同表中の番号順に加振条件の詳細について説明する。

表4.3.3 全体系試験における加振条件

加振条件		入力波	部材の応力状態		加振ケース
			振れ止め装置	支持構造	
振動特性試験	(1) 正弦波スイープ加振	正弦波	弾性域	弾性域	振れ止め装置取替毎
本試験	(2) 微小加振	地震波(Taft)	弾性域		全ケース
	(3) レベル 1 加振	地震波(Taft)	弾性・塑性域		全ケース
	(4) レベル 2 加振	地震波(Taft)	塑性域		全ケース

(1) 正弦波スイープ加振

本加振の目的は、支持構造のみ据え付けた状態での振動特性（固有振動数、固有モード、減衰率）及び支持構造とボイラーを連結した据え付け状態での振動特性（固有振動数、固有モード、減衰率）を把握することである。本スイープ加振は、振れ止め装置及びその他の構造体が弾性域内となるような振幅を設定した上で実施する。

(2) 微小加振

第3章(ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定と試験体設計)における図3.2.8に、入力地震波形であるTaft EW波を示し、その応答スペクトルを図3.2.9に示す。表3.3.2に示す相似則に従い、Taft EW波の時間軸を1/3に圧縮する。本加振の位置づけは、以下のレベル1、2加振及び限界加振の予備的な加振を実施することである。入力として、振れ止め装置及びその他の構造体が弾性域内となるような微小地震波を与える。

(3) レベル1加振

本加振では、振れ止め装置が弾性域あるいは塑性域の状態、その他の構造が弾性域内となるように、レベル1の加振を行う。加振レベルの設定方法は第3.4.3節で説明する。

(4) レベル2加振

本加振では、振れ止め装置が塑性域の状態、その他の構造が弾性域内となるように、レベル2の加振を行う。加振レベルの設定方法は第3.4.3節で説明する。

3. 4. 3 入力レベルの設定

実機ボイラー構造物に比べ試験模型は摩擦・ガタ等、建屋全体を減衰させる要因がほとんどなく、その減衰率は $\zeta=0.5\% \sim 1.0\%$ 程度であると予想される。よって、実測による同定結果より得られている実機ボイラー構造物の減衰率 $h=5\%^{8)}$ に比べて減衰が小さいために、何らかの方法で減衰を調整しなければならない。

本実証試験では、入力地震動レベルを調整することにより、見かけ上5%減衰を実現する調整法を採用する。これによる振動台入力レベルの算出方法を下記に示す。

まず、最初の試験ケース(ケース1)で、正弦波スイープ加振による振動特性試験を実施し、試験模型の減衰定数を把握する。この時、A1タイプの振れ止め装置が装着されているが、試験模型の減衰率は振れ止め装置のタイプが変わっても大きく変動するとは考えられないので、全試験を通して最初のケースの減衰率で算定した入力地震波の加速度レベルを採用する。図4.3.2は、この最初のケースの減衰率から入力地震波のレベルを決定する方法を模式的に示したもので、減衰率5%で実施したシミュレーション結果の応答値と最初の試験ケースで算出された減衰率を基にシミュレーションして得られた応答とが一致する点の加速度値を減衰調整後の入力地震レベルとする。なお、比較すべき応答値は、振れ止め装置の反力、相対変位、塑性率及び支持構造のベースシヤ等でそれぞれの比較項目で減衰5%時の応答が試験模型の減衰の時の応答と等価になるように入力地震レベルを決定する。

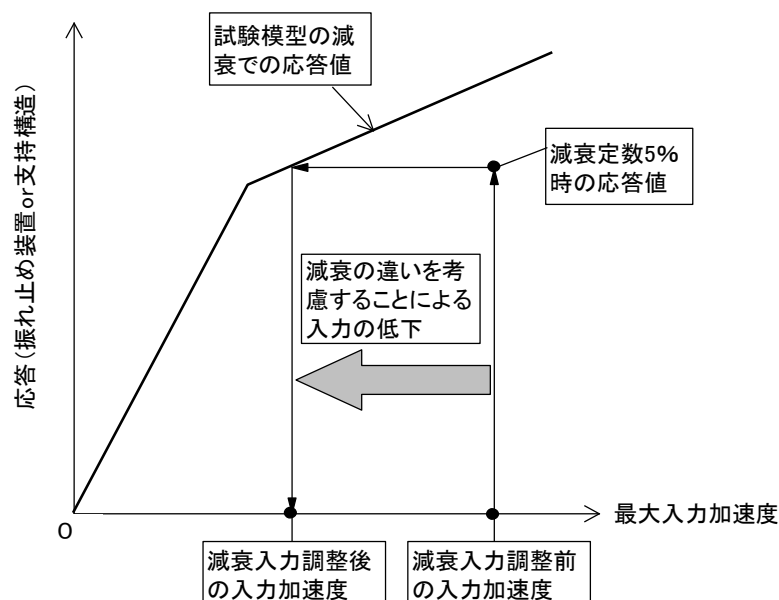


図4.3.2 減衰の違いを考慮した入力加速度の設定方法

3. 5 試験ケース

試験ケースを表4. 3. 4に示す。以下の文章中において、リンク式A1振れ止め装置を重心位置に1段配置した場合の試験及び試験体のことを1段A1と略す。同様に、1 段配置した場合の試験及び試験体の呼び名として、リンク式A2，挟み込み式B1及びB2振れ止め装置のことを、各々、1段A2，1段B1，1段B2と呼ぶ。また、振れ止め装置を3段配置した場合の試験及び試験体の呼び名として、質量比例剛性分布型A1及び適正化剛性分布型A1，各々，3段質量A1及び3段適正A1と略す。

表4.3.4 試験ケース

試験ケース					加振方法			
試験の種類		振れ止め装置のタイプ		試験ケースNo.	スワイプ加振	微小加振	レベル1加振	レベル2加振
振れ止め装置 1 段 試 験	弾塑性設計	リンク式	A1	ケース1	○	○	○	○
				ケース2		○		
		挟み込み式	B1	ケース3		○	○	○
				ケース4		○		
	弾性設計	リンク式	A2	ケース5	○	○	○	○
		挟み込み式	B2	ケース6		○	○	○
振れ止め装置 3 段 試 験	質量比例分布	リンク式	A1	ケース7		○	○	○
	適正化剛性分布	リンク式	A1	ケース8		○	○	○

3. 6 測定点の概要

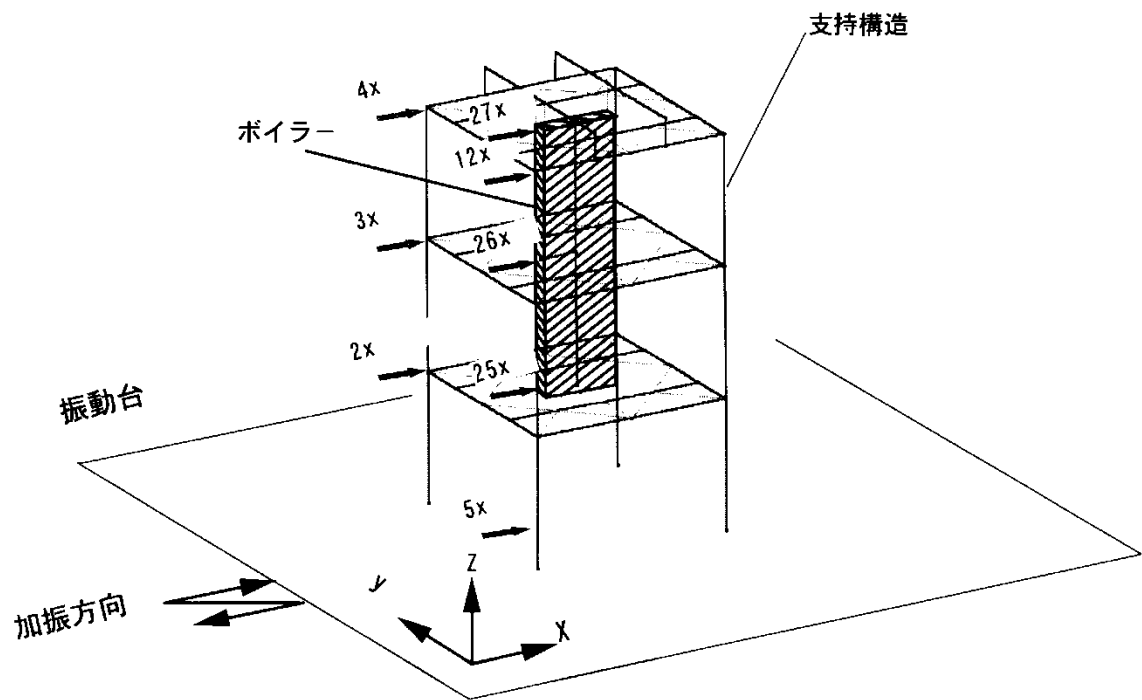
3.7.2及び3.7.3で、各々、1段試験結果及び3段試験結果について考察する上で必要となる代表的な測定点について本項で説明する。

図4.3.3に1段試験及び3段試験で用いた加速度計、変位計及びひずみゲージのうち、代表的なものの配置を示す。本図(a)は、振動台及び支持構造各所の挙動を測定するための加速度計として振動台上用(5X)、支持構造の左側柱頂部用(4x)と右側柱頂部用(12x)の他、1層用(2x)、2層用(3x)のものを示している。また、ボイラー各所の挙動を測定するための加速度計として、1層用(25x)、2層用(26x)、3層用(27x)の3個を示している。本図(b)は、支持構造とボイラーの相対変位、言い換えれば振れ止め装置の変位を計るためのセンサの他、支持構造の絶対変位を計るためのセンサ及び柱のひずみを計るためのゲージの配置を示したものである。具体的には、支持構造とボイラーの相対変位計として、1層用(dx1)、2層用(dx2)及び3層用(dx3)の3個、支持構造の絶対変位計として1層用(106X)、2層用(107X)及び3層用(108X)の3個を示している。ひずみゲージとしては、1層前柱脚ひずみ用(S501)、1層前柱頭ひずみ用(S502)、2層前柱頭ひずみ用(S503)及び3層前柱頭ひずみ用(S504)の4個を示している。

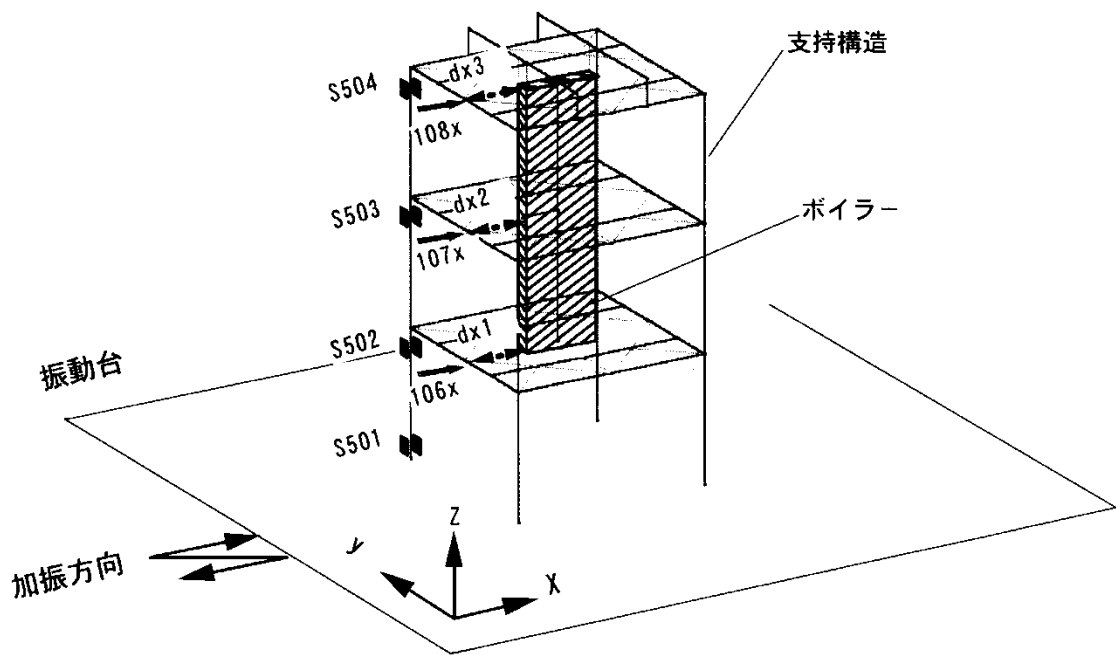
図4.3.4は、1段A1及び1段A2試験において、振れ止め装置に作用する荷重を測定するためのひずみゲージ配置を示している。要素試験において、図中のリンクひずみと荷重の関係を予め校正しておき、全体系試験でひずみから荷重に換算した。

図4.3.5は、1段B1及び1段B2試験において、振れ止め装置に作用する荷重を測定するためのひずみゲージ配置を示している。上述と同様の荷重校正により、全体系試験でひずみから荷重を求めた。

図4.3.6は、3段質量A1及び3段適正A1試験において、振れ止め装置に作用する荷重を測定するためのひずみゲージ配置を示している。前述と同様の荷重校正により、全体系試験でひずみから荷重を求めた。

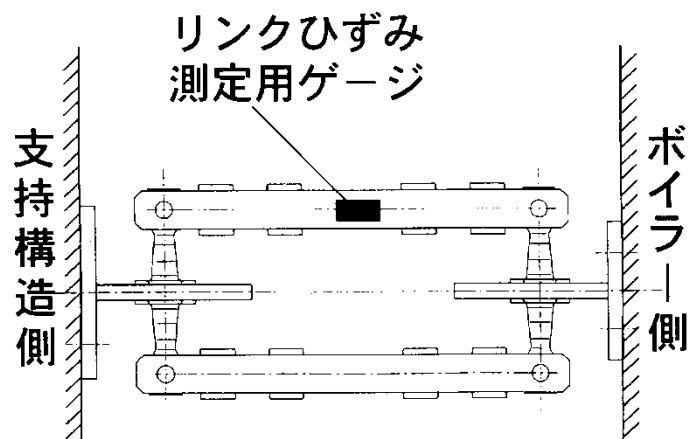


(a) 加速度計の配置

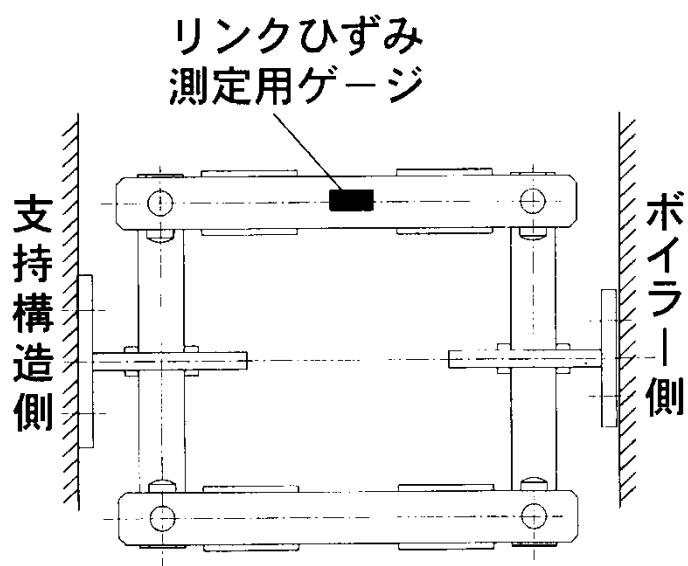


(b) 変位計及びひずみゲージの配置

図4.3.3 代表的な加速度計，変位計及びひずみゲージの配置

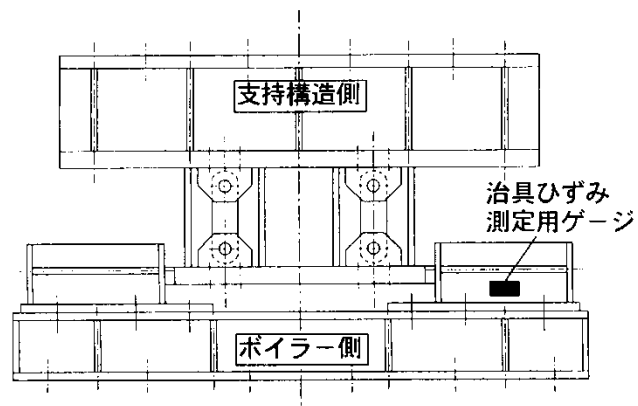


(a) 1段A1

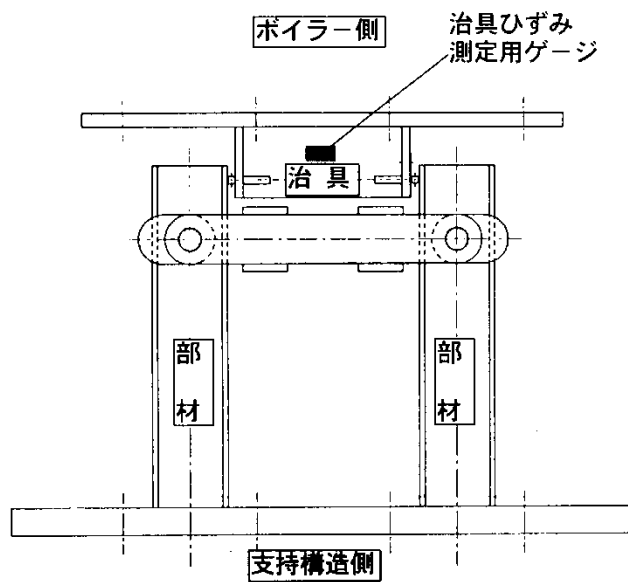


(b) 1段A2

図4.3.4 リンク式振れ止め装置における代表的なひずみゲージの配置(1段A1, 1段A2)

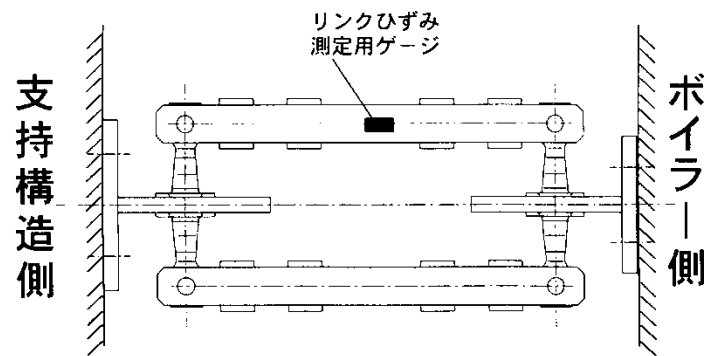


(a) 1段B1

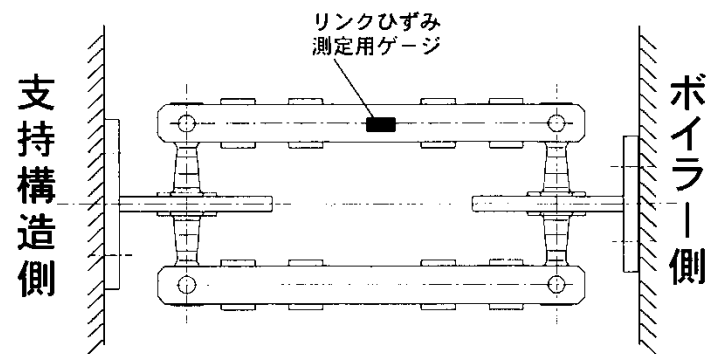


(b) 1段B2

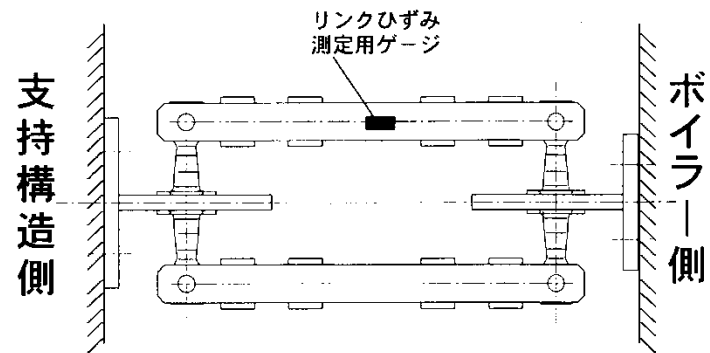
図4.3.5 挟み込み式振れ止め装置における代表的なひずみゲージの配置(1段B1, 1段B2)



(a) 上 段



(b) 中 段



(c) 下 段

図4.3.6 リンク式振れ止め装置における代表的なひずみゲージ配置(3段A1, 3段A1適性)

3. 7 試験結果

3. 7. 1 入力地震波の調整結果

3. 4. 3で述べた調整方法で，入力地震波であるTaft EW波の入力加速度を調整した結果を以下に述べる。

表3. 3. 2に示す相似則に従い，試験模型の縮尺比を考慮して，時間軸を1/3に圧縮し，加速度値を3倍した。

その後，実機と試験模型の減衰の違いを考慮するために，下記(a)に示す方法で試験模型の減衰率を算出し，下記(b)に示す方法で入力地震波のレベルを調節した。

(a) 試験模型の減衰

振動台上加速度に対する支持構造試験模型重心位置の加速度応答の伝達関数を求め，1次共振ピークHから，図4. 3. 7及び式4. 3-1に示す方法で減衰率 ζ を求めた。

$$\zeta = 1 / (2 \times H) \quad (4. 3-1)$$

本実証試験における最初のケース(ケース1)の試験体は，リンク式1段A1振れ止め装置を組み込んだ試験模型であり，本試験模型について上述の方法で減衰率 ζ を求めた結果1. 9%であった。

(b) 入力レベルの調整

全体系試験模型の数値計算モデルを用い，上記(a)の方法により得られた試験模型の減衰率に多少の余裕を加えた2%で入力レベルを変えながらシミュレーションを行い，入力レベルと応答との関係を把握した。次に，実機の数値計算モデルでの設計値（減衰定数5%，25kine及び50kine入力）と一致する入力レベルをもって，試験模型の入力レベルとした。

上記手法により算出した試験模型2%減衰時の入力レベルと応答の関係と，実機5%減衰で25kine，50kine入力時の応答を図4. 3. 8に示す。この図より，試験模型におけるレベル1の入力レベルは490gal，レベル2の入力レベルは995galとなった。

上記(a)，(b)で得た入力地震波加速度値が，振動台への入力時に実現されたかどうか比較検証した。入力地震波と振動台上で計測した加速度の時刻歴波形及び応答スペクトルを比較したものを図4. 3. 9に示す。本図より，波形，応答スペクトル共に，入力地震波と振動台上計測波による加速度値がほぼ一致することから，狙い通りの加振が実現されることを確認した。

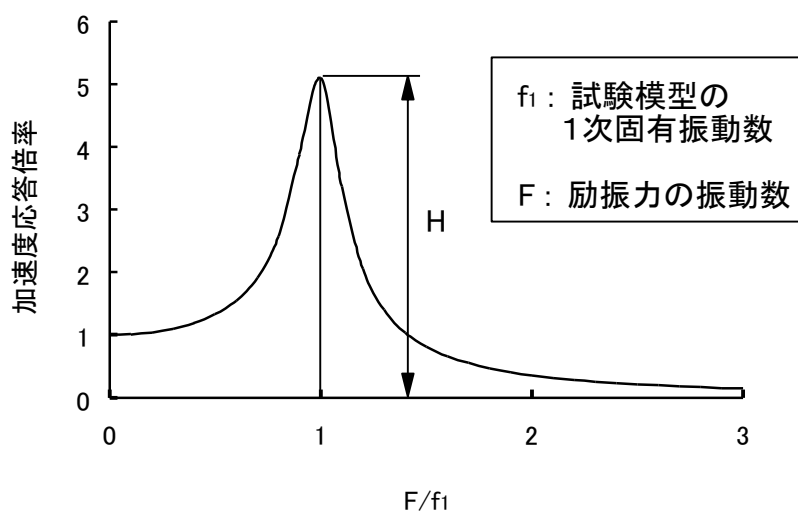


図4.3.7 伝達関数

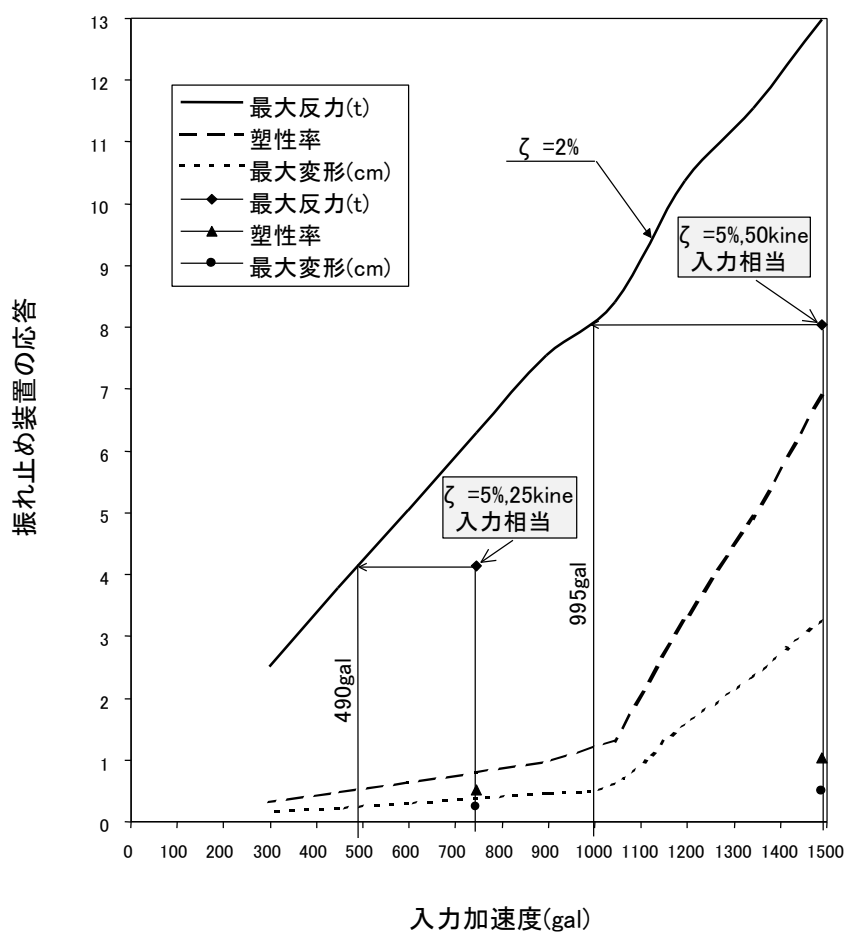
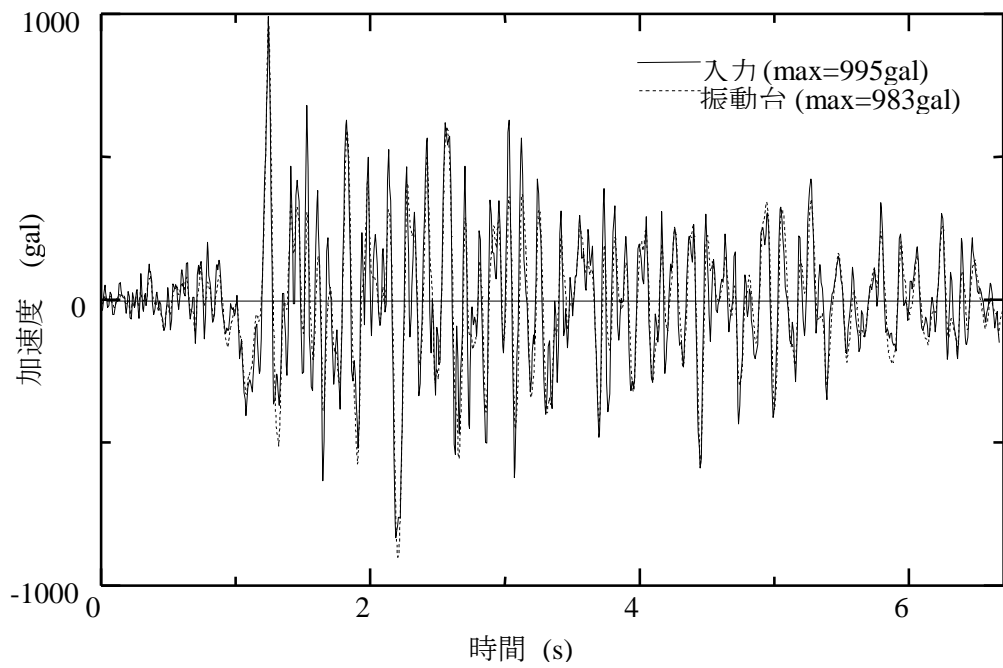
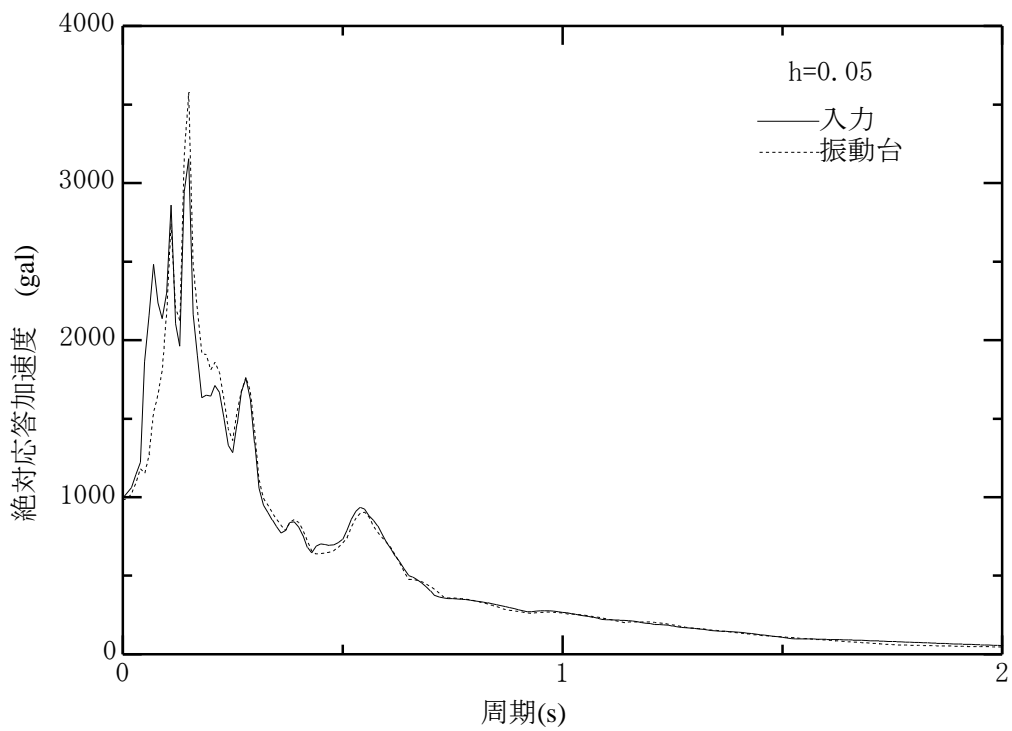


図 4.3.8 入力レベルの調整方法



(a) 時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図4.3.9 Taft (EW)波の入力と振動台加速度の比較

3. 7. 2 1段試験結果

(1) 1段試験結果のまとめ

表4. 3. 5に1段A1, A2及び1段B1, B2の振れ止め装置4種についての試験結果のまとめを示す。各振れ止め装置装着時の全体系試験体の減衰に着目すると、4種とも2%より小さい値となっている。全ケースを通して振動台への入力3. 7. 1項で述べたように減衰2%時の入力を設定している。したがって、1段試験における振動台入力は減衰2%設定時より大きめとなっており、実証波としての条件を満たしていることが分かる。


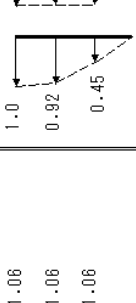
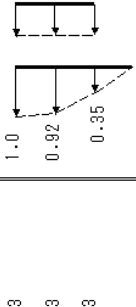
各振れ止め装置装着時の試験体の固有値(1次固有振動数)及び固有モード形(1次固有モード)に着目すると、振れ止め装置4種を通して、ほぼ同じであることが分かる。具体的には、1次振動数は約1. 7Hzとなっており、1次モードは支持構造の1次曲げ変形とボイラの剛体運動が同位相で励起する振動モードとなっていることが分かる。

全体系試験では、振れ止め装置の塑性率として、振れ止め装置が実設計で使用されている塑性率の範囲として弾塑性設計の場合、地震レベル1で1～5、レベル2で8～20を狙いにしていた。全体系試験では各地震レベルで、これらの塑性率での振れ止め装置の挙動を確認することが重要であった。

これに対して、表4. 3. 5に示す全体系試験結果で得られた1段A1, B1振れ止め装置の塑性率は、地震レベル1のときで3～4程度、レベル2のときで12～16程度となり、ほぼ狙い通りの試験とすることができた。

各振れ止め装置の塑性率は、振動台入力レベルの増加に伴って大きくなっていることがわかる。結果として、振動台入力レベルを大きくした場合の支持構造応答低減効果が大きいことが分かったが、この結果の詳細説明は本項(5)及び(6)に譲る。

表4.3.5 1段試験結果

比較項目		A1				A2				B1				B2			
		スイープ	微小加振	レベル 1	レベル 2	スイープ	微小加振	レベル 1	レベル 2	スイープ	微小加振	レベル 1	レベル 2	スイープ	微小加振	レベル 1	レベル 2
振動性状	固有値																
	固有モード形																
																	
入力条件	入力波																
	減衰比(%)																
	入力レベル(gal)																
支持構造	重心位置変位(mm)																
	1F層間変位(mm)																
	1F柱頭変位(×10 ⁴)																
応答	1F柱脚変位(×10 ⁴)																
	タイ反力(×9.8KN)																
	最大相対変位(mm)																
応答	塑性率																

(2) スイープ試験による伝達関数と固有モード

図4.3.3(a)に1段試験における加速度計配置を示している。1段A1試験における振動台上加速度(5x)に対する支持構造の左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数を図4.3.10(a)に示す。本図より、左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数は重なっていることから、支持構造を構成する左右の柱の挙動が同じであり、試験体にねじれ振動が生じていないことを確認した。

次に1段A1試験における振動台上加速度(5x)に対する支持構造の各層の加速度の伝達関数として、1層加速度(2x)、2層加速度(3x)及び3層加速度(4x)の伝達関数を図4.3.10(b)に示す。1.7Hz及び9.6Hzの周波数帯域成分が卓越していることが分かる。

本図中の1次周波数が卓越する時間帯におけるスイープ試験による時刻歴波形を図4.3.11に示す。本図は支持構造、ボイラーの第2層の加速度及びリンクひずみの時刻歴波形を示している。リンクひずみに着目すると、振れ止め装置のガタの影響により1次周波数(1.7Hz)以外の高周波成分が生じており、このために支持構造2層加速度に約10Hzの周波数成分が生じることが分かる。この成分が図4.3.10(b)中の実測上の2次(9.6Hz)となっている。

上述のスイープ試験で得られた固有振動数とモードを表4.3.6に示す。なお本表には、事後解析で得られた固有振動数とモードも示す。事後解析結果の場合、FEMモデルによる3次元表示により、7次までの固有モードを示している。この7個のモードのうち、加振軸方向(x方向)の刺激係数が0でない1次、5次、7次のモードについては、さらに質点モデルによる加振軸方向モード表示をしている。

事後解析による1次のモードは、支持構造が1次の曲げ変形を起こし、これと同位相でボイラーが剛体変形するモードである。5次のモードは、支持構造が1次曲げ変形を起こし、これと逆位相でボイラーが剛体変形するモードである。7次のモードは支持構造が2次の曲げ変形を起こし、ボイラーが剛体変形するモードである。これに対してスイープ試験では、事後解析による1次のモードが励起されている。また、振れ止め装置のガタの影響で事後解析上の7次に近い振動が生じていることが分かる。

1段A2試験における振動台上加速度(5x)に対する支持構造の左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数を図4.3.12(a)に、振動台上加速度(5x)に対する支持構造の各層の加速度の伝達関数を図4.3.12(b)に示す。

1段A1試験での説明と同様、(a)図より、左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度

(12x)の伝達関数は重なっていることから、試験体にねじれ振動が生じていないことを確認した。

次に、(b)図から1.68Hz及び9.6Hzの2個の周波数帯域成分が卓越していることが分かる。本図中の1次周波数が卓越する時間帯におけるスイープ試験による時刻歴波形を図4.3.13に示す。本図中のリンクひずみに着目すると、振れ止め装置のガタの影響により1次周波数(1.68Hz)以外の高周波成分が生じており、このために支持構造2層加速度に約10Hzの周波数成分が生じることが分かる。この成分が図4.3.12(b)中の実測上の2次(9.6Hz)となっている。

実測固有モードの他、事後解析で得られた7個の固有モードを表4.3.7に示す。事後解析によるモードは、1段A1試験と様相が同じである。これに対してスイープ試験では、事後解析による1次のモードが励起されている。また、振れ止め装置のガタの影響で事後解析上の7次に近い振動が生じていることが分かる。

1段B1試験における振動台上加速度(5x)に対する支持構造の左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数を図4.3.14(a)に、振動台上加速度(5x)に対する支持構造の各層の加速度の伝達関数を図4.3.14(b)に示す。

1段A1試験での説明と同様、(a)図より、左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数は重なっていることから、試験体にねじれ振動が生じていないことを確認した。

次に、(b)図から1.68Hzの他、2個の高周波数帯域成分が卓越していることが分かる。本図中の1次周波数が卓越する時間帯におけるスイープ試験による時刻歴波形を図4.3.15に示す。本図中の治具ひずみに着目すると、振れ止め装置のガタの影響により1次周波数(1.68Hz)以外の高周波成分が生じており、このために支持構造2層加速度に高周波数成分が生じることが分かる。

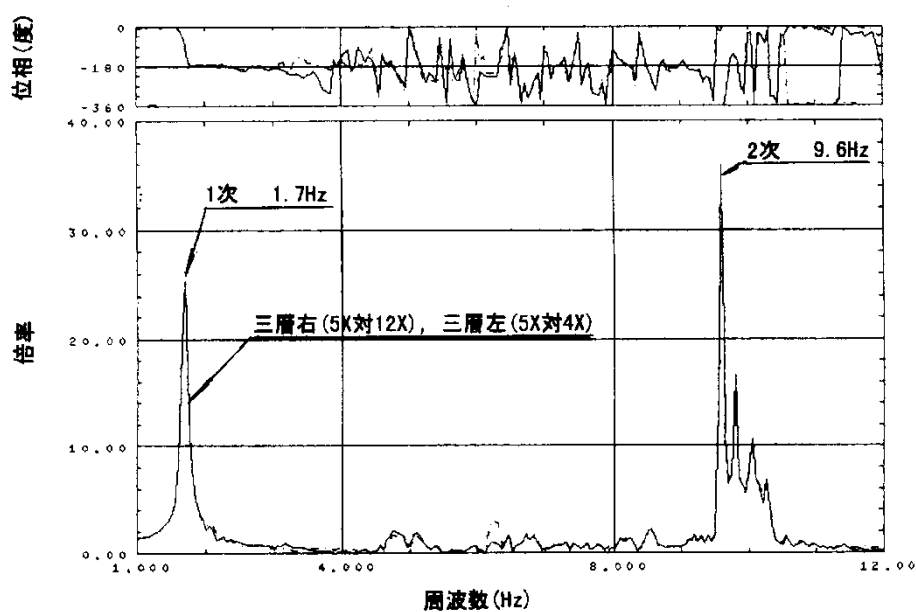
実測固有モードの他、事後解析で得られた7個の固有モードを表4.3.8に示す。事後解析によるモードは、1段A1及びA2試験と様相が同じである。これに対してスイープ試験では、事後解析による1次のモードが励起されている。また、振れ止め装置のガタの影響で高周波の振動が生じていることが分かる。

1段B2試験における振動台上加速度(5x)に対する支持構造の左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数を図4.3.16(a)に、振動台上加速度(5x)に対する支持構造の各層の加速度の伝達関数を図4.3.16(b)に示す。

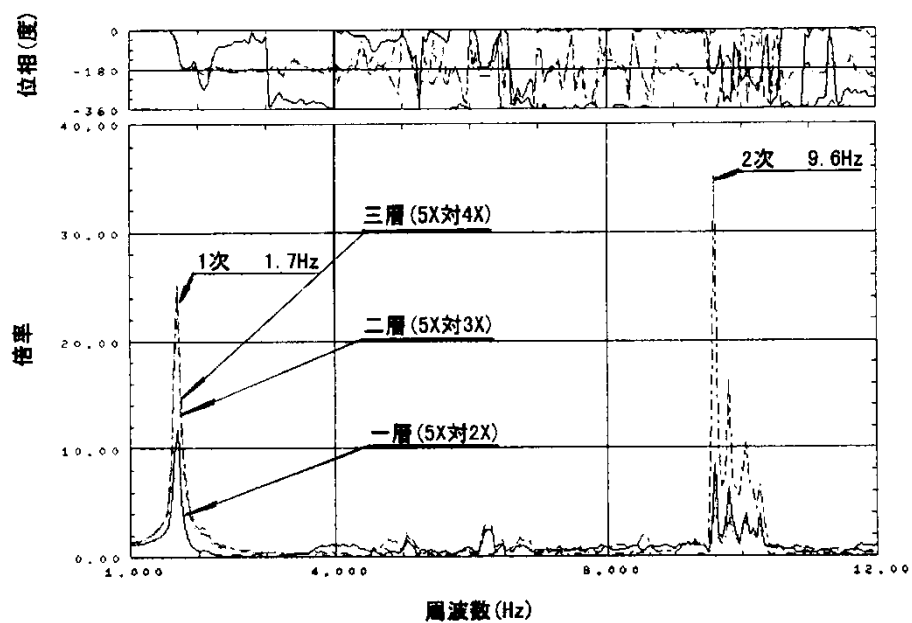
1段A1試験での説明と同様, (a)図より, 左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数は重なっていることから, 試験体にねじれ振動が生じていないことを確認した。

次に, (b)図から1.7Hzの他, 2個の周波数帯域成分が卓越していることが分かる。本図中の1次周波数が卓越する時間帯におけるスイープ試験による時刻歴波形を図4.3.17に示す。本図中の治具ひずみに着目すると, 振れ止め装置のガタの影響により1次周波数(1.7Hz)以外の高周波成分が生じており, このために支持構造2層加速度に高周波数成分が生じることが分かる。

実測固有モードの他, 事後解析で得られた7個の固有モードを表4.3.9に示す。事後解析によるモードは, 1段A1, A2及びB1試験と様相が同じである。これに対してスイープ試験では, 事後解析による1次のモードが励起されている。また, 振れ止め装置のガタの影響で高周波の振動が生じていることが分かる。



(a) 支持構造頂部の加速度の伝達関数



(b) 支持構造各層の加速度の伝達関数

図4.3.10 振動台加速度に対する支持構造加速度の伝達関数(A1)

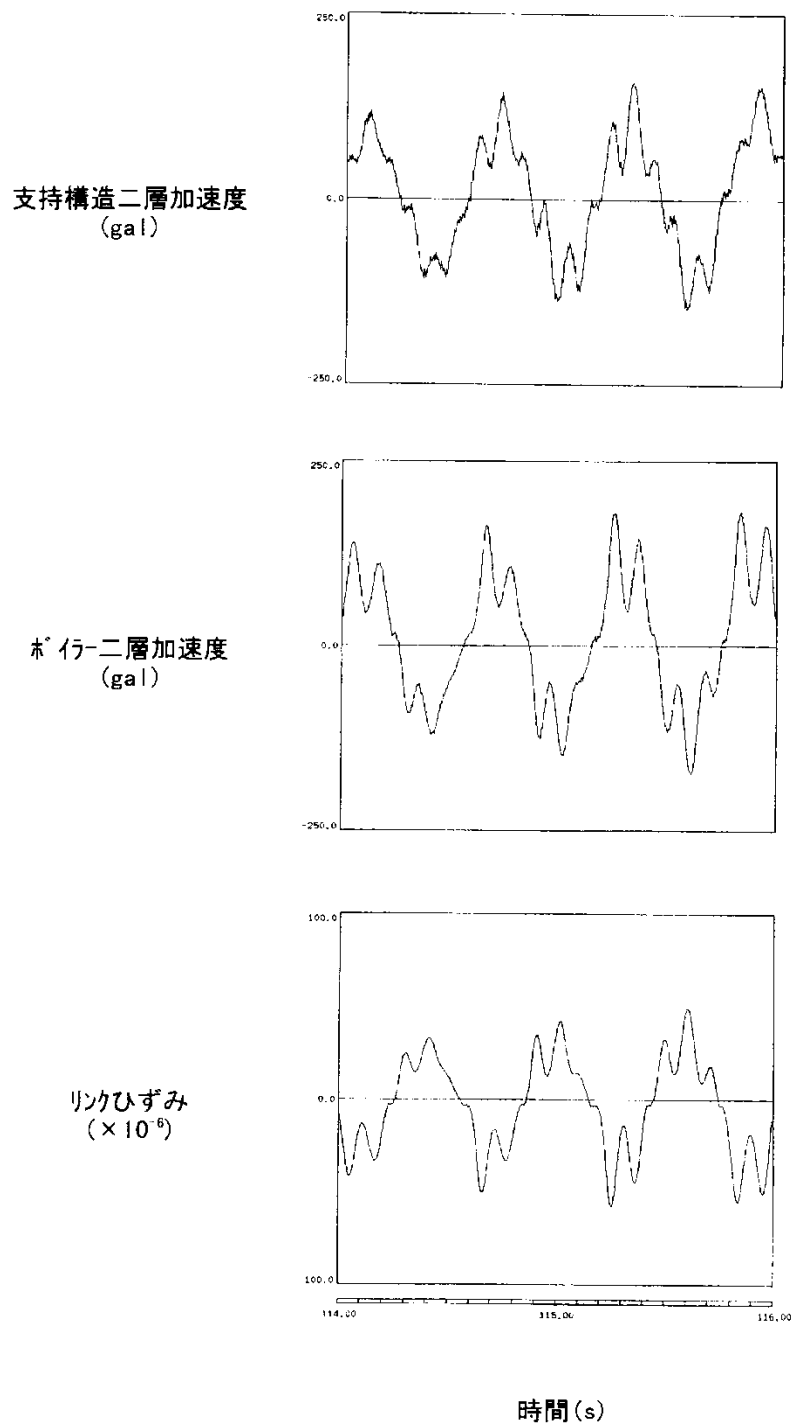


図4.3.11 スイープ試験による1次モード卓越部の時刻歴波形(1段A1)

表4.3.6(a) スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段A1)

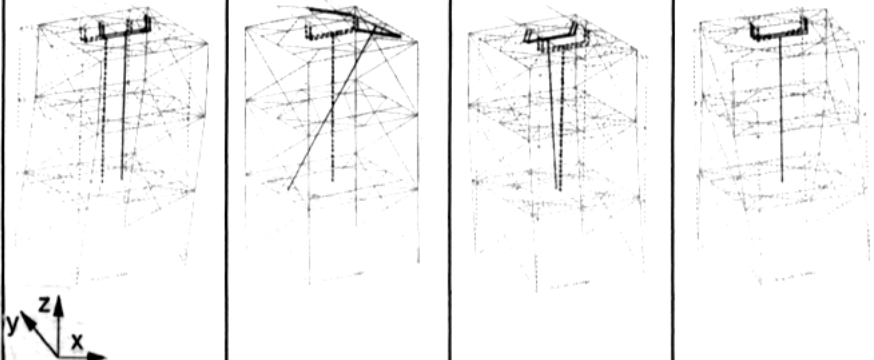
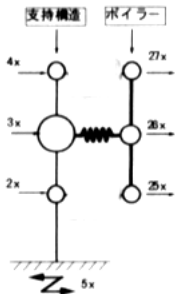
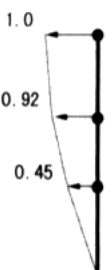

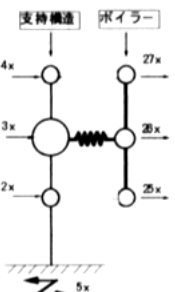
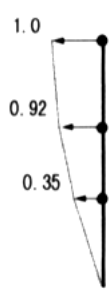

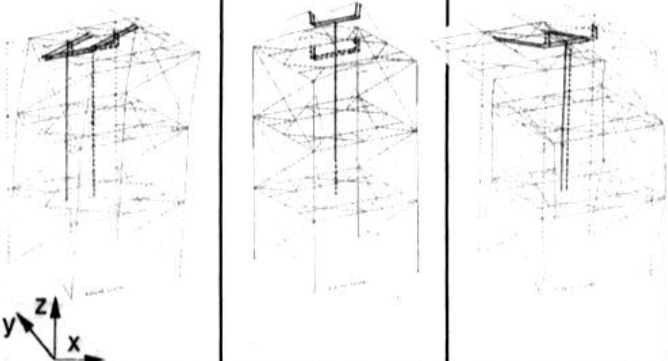
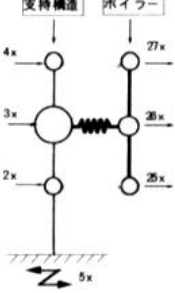
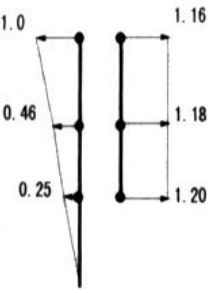
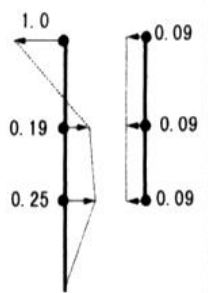
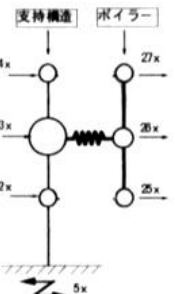
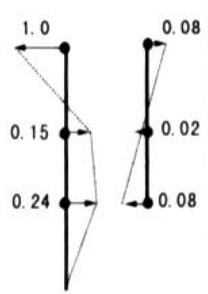
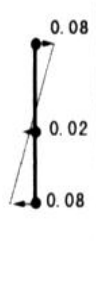
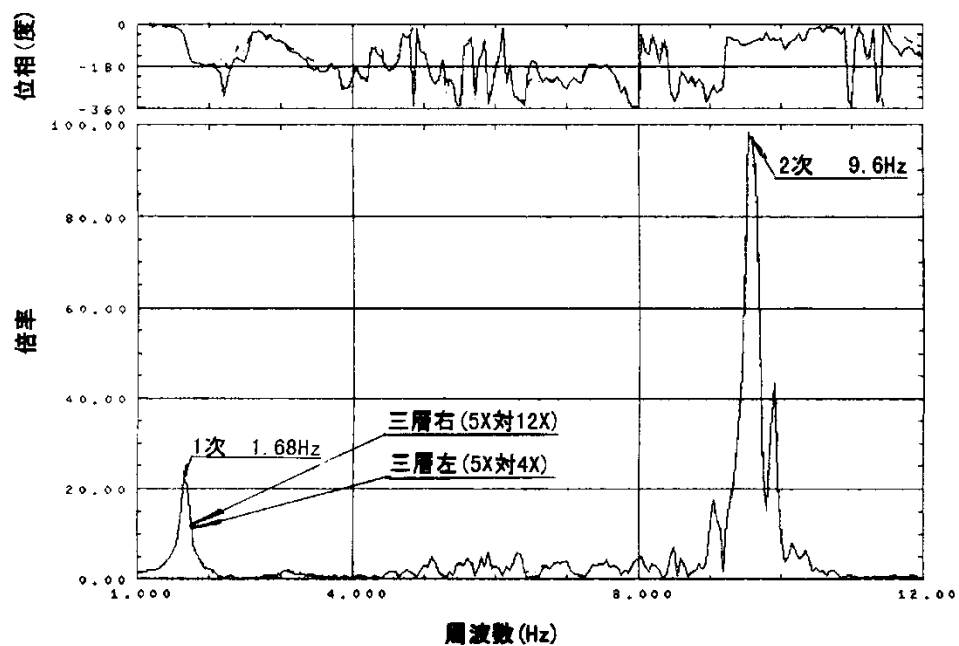
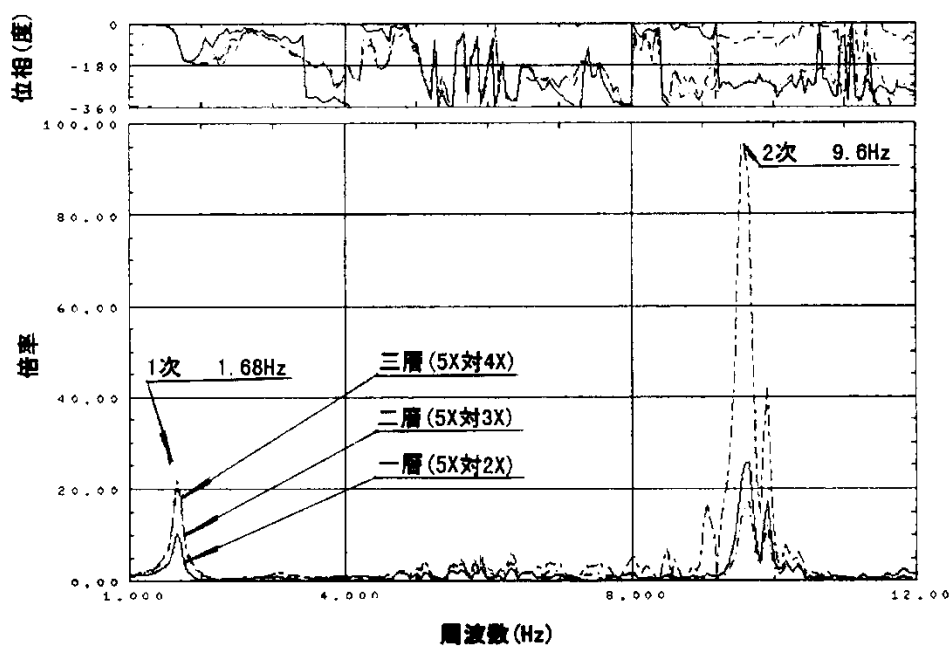
事後解析結果	モード次数	1	2	3	4
	固有振動数	1.71Hz	3.2Hz	3.57Hz	3.86Hz
	刺激係数	加振軸方向(x)	0.986	0	0
		加振軸垂直方向(y)	0	0	0.964
		鉛直方向(z)	0.006	0	0
	固有モード (3次元表示)				
スイープ試験結果	固有モード(x方向)		支持構造	ボイラ	
					
	モード次数	1			
	固有振動数	1.7Hz			
	固有モード(x方向)		支持構造	ボイラ	
					

表4.3.6(b) スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段A1)

事後解析結果	モード次数	5	6	7	
	固有振動数	6.02Hz	6.55Hz	9.02Hz	
	刺激係数	加振軸方向(x)	0.021	0	-0.0285
		加振軸垂直方向(y)	0	0	0
		鉛直方向(z)	0.001	0.022	0.003
	固有モード (3次元表示)				
スイープ試験結果	固有モード(x方向)				
	支持構造				
	ボイラ				
スイープ試験結果	モード次数			2	
	固有振動数			9.6Hz	
	固有モード(x方向)				
スイープ試験結果	支持構造				
	ボイラ				



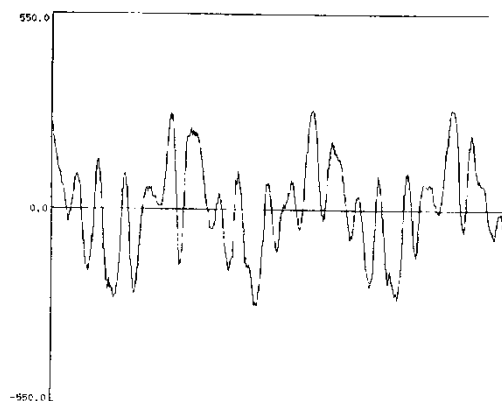
(a) 支持構造頂部の加速度の伝達関数



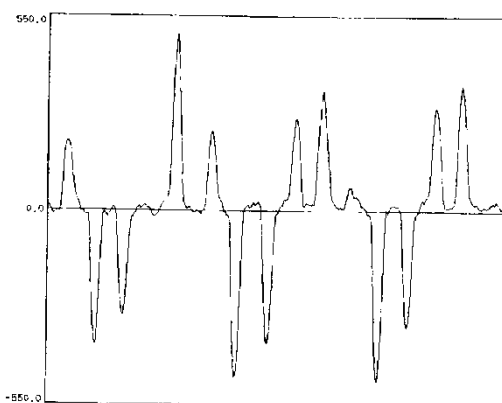
(b) 支持構造各層の加速度の伝達関数

図4.3.12 スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段A2)

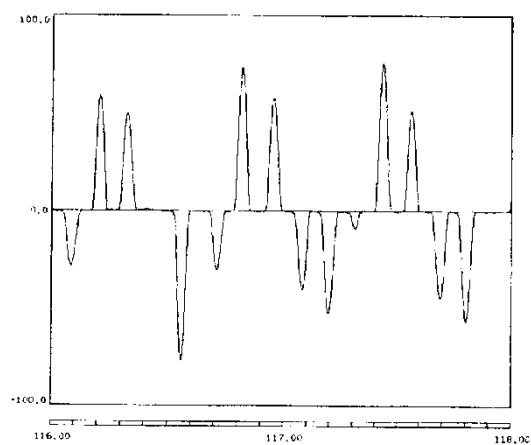
支持構造二層加速度
(gal)



ボイラ二層加速度
(gal)



リンクひずみ
($\times 10^{-6}$)



時間(s)

図4.3.13 スイープ試験による1次モード卓越部の時刻歴波形(1段A2)

表4.3.7(a) スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段A2)

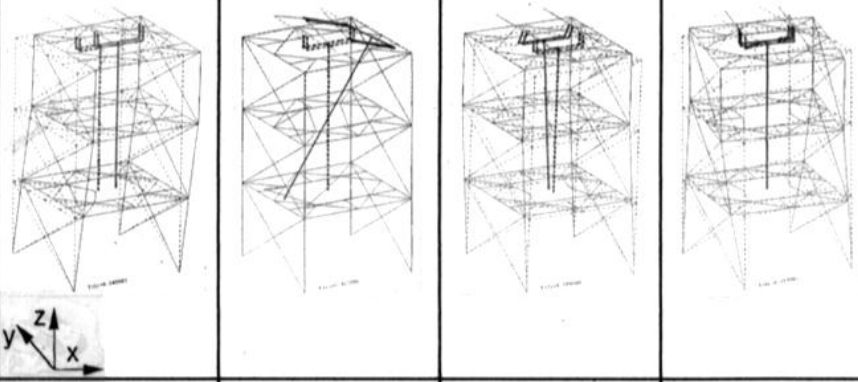
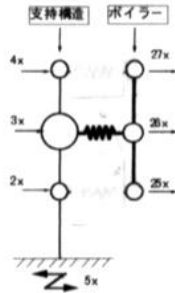
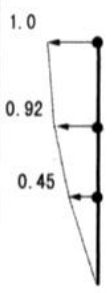
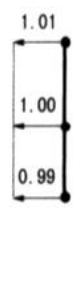
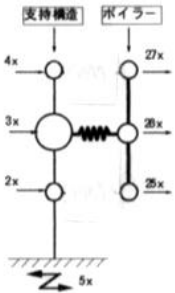
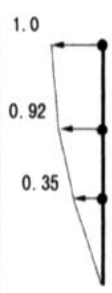
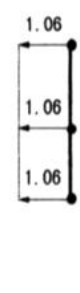
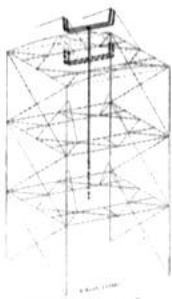
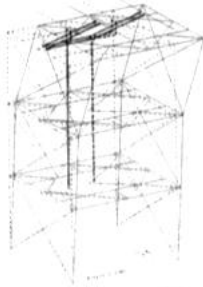
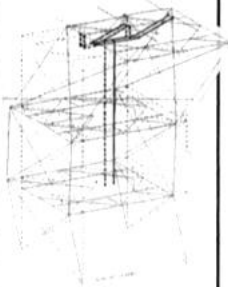
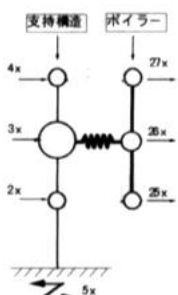
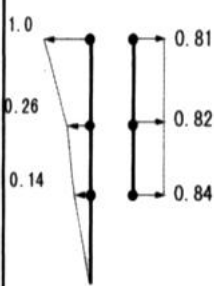
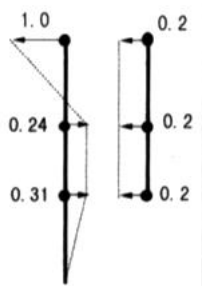
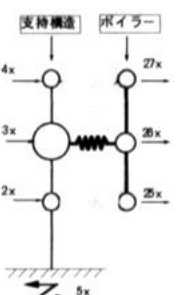
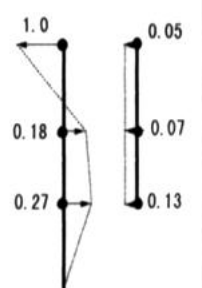
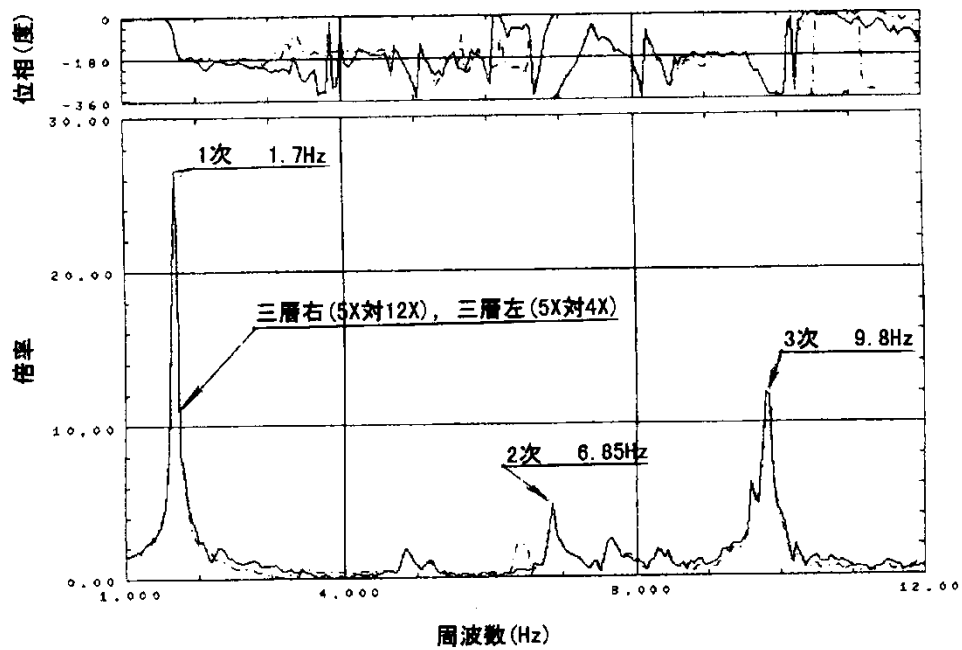
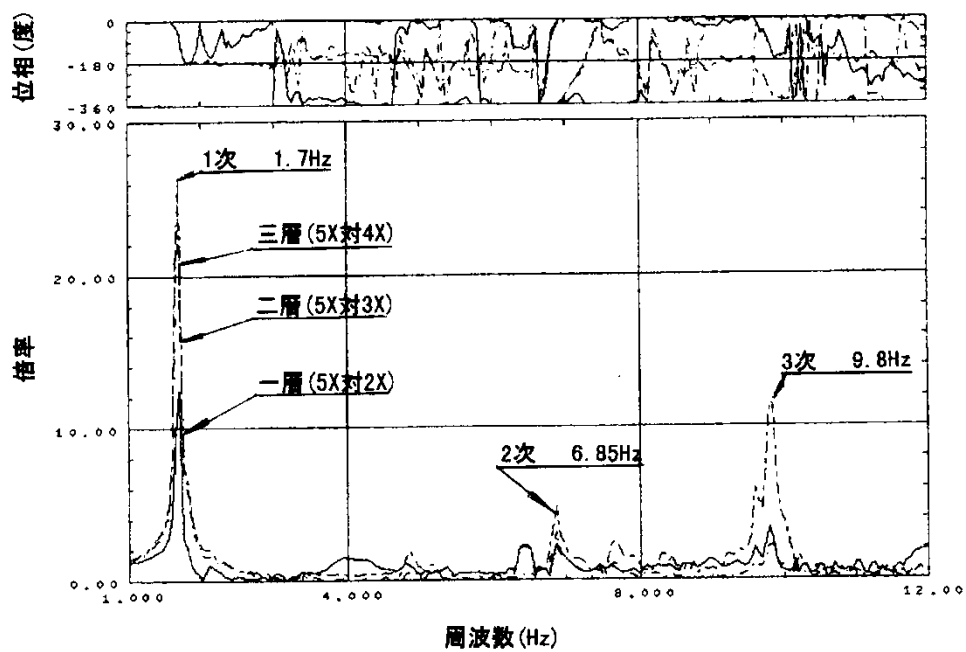
事後解析結果	モード次数	1	2	3	4
	固有振動数	1.72Hz	3.2Hz	3.57Hz	3.86Hz
	刺激係数	加振軸方向(x)	0.999	0	0
		加振軸垂直方向(y)	0	0	0.964
		鉛直方向(z)	0.007	0	0
	固有モード (3次元表示)				
スイープ試験結果	固有モード(x方向)		支持構造 ボイラ 		
	固有モード(x方向)		支持構造 ボイラ 		

表4.3.7(b) スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段A2)

事後解析結果	モード次数		5	6	7			
	固有振動数		6.55Hz	7.1Hz	9.21Hz			
	刺激係数	加振軸方向(x)	0	0.005	0.03			
		加振軸垂直方向(y)	0	0	0			
		鉛直方向(z)	0.022	0.001	-0.03			
	固有モード (3次元表示)							
				支持構造 ボイラ				
スイープ試験結果	モード次数				2			
	固有振動数				9.6Hz			
					支持構造 ボイラ			



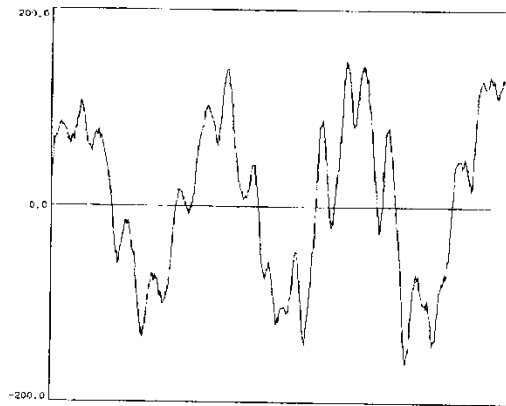
(a) 支持構造頂部の加速度の伝達関数



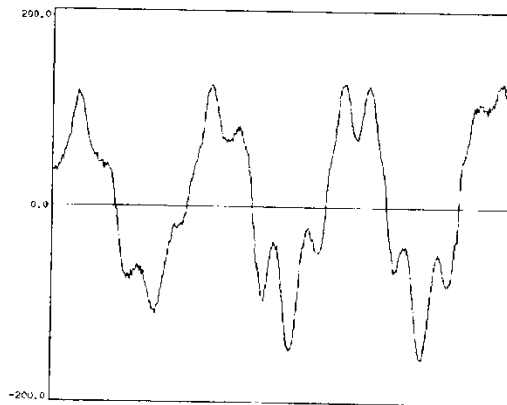
(b) 支持構造各層の加速度の伝達関数

図4.3.14 スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段B1)

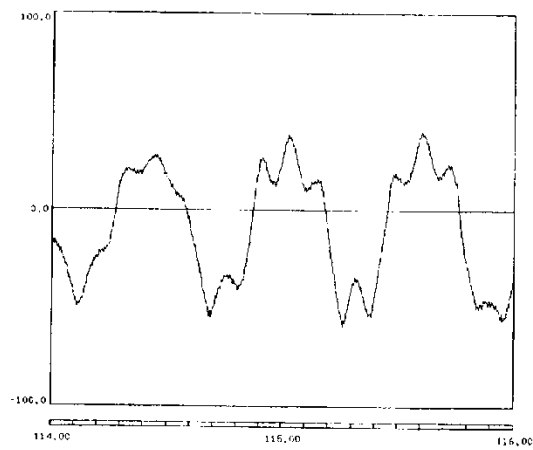
支持構造二層加速度
(gal)



ボイラ二層加速度
(gal)



治具ひずみ
($\times 10^{-6}$)



時間(s)

図4.3.15 スイープ試験による1次モード卓越部の時刻歴波形(1段B1)

表4.3.8(a) スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段B1)

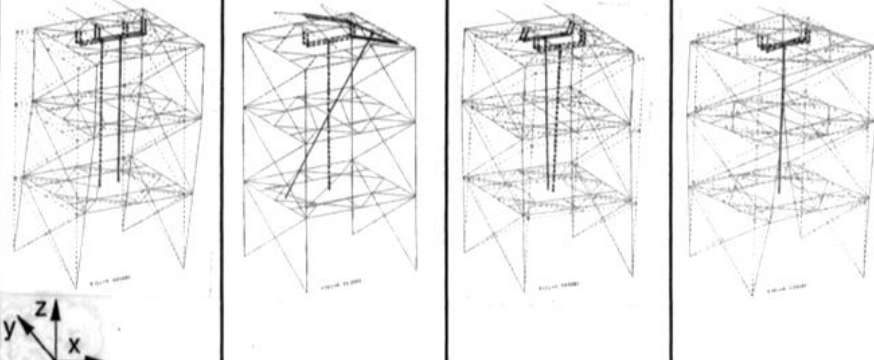
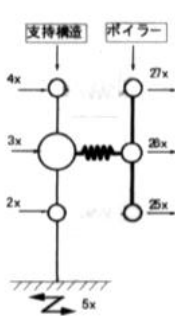
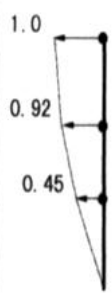
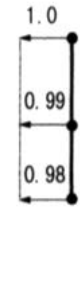
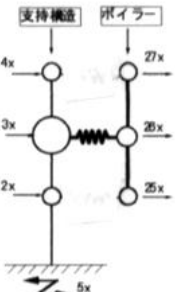
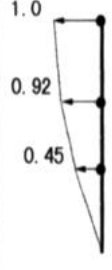

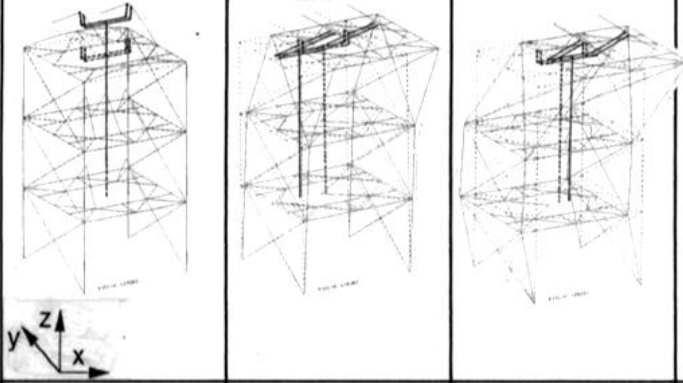
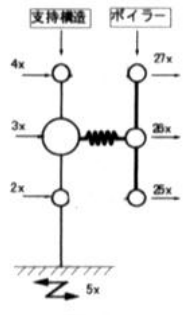
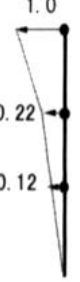
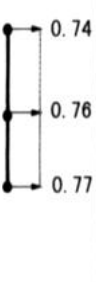
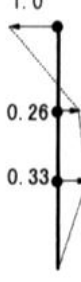
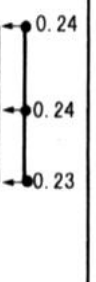
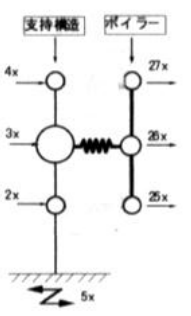

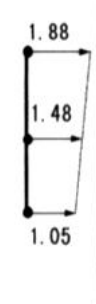
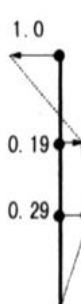
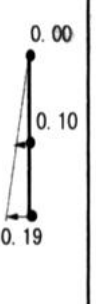
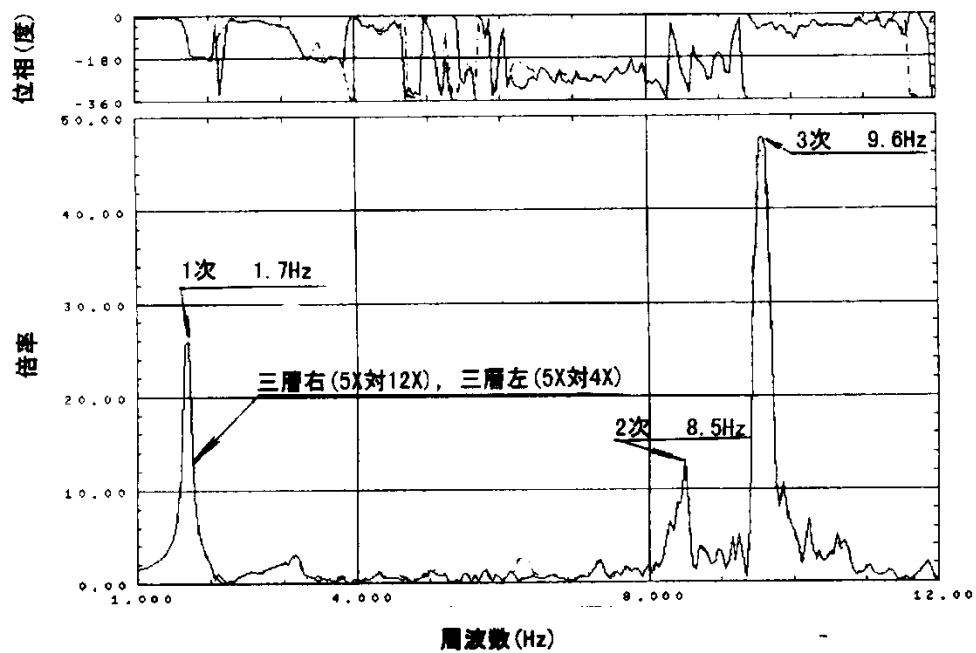
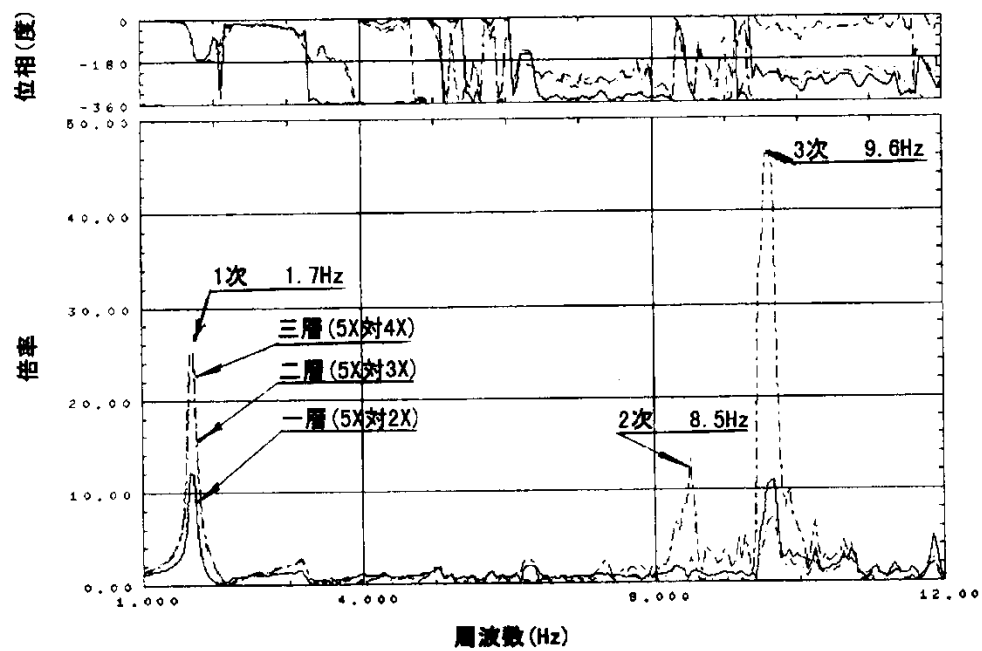
事後解析結果	モード次数	1	2	3	4
	固有振動数	1.72Hz	3.2Hz	3.57Hz	4.18Hz
	刺激係数	加振軸方向(x)	0.991	0	0
		加振軸垂直方向(y)	0	0	0.964
		鉛直方向(z)	0.007	0	0
	固有モード (3次元表示)				
スイープ試験結果	固有モード(x方向)				
	支持構造				
	ボイラ				
	固有モード(x方向)				
スイープ試験結果	モード次数	1			
	固有振動数	1.7Hz			
	支持構造				
	ボイラ				

表4.3.8(b) スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段B1)

事後解析結果	モード次数	5	6	7	
	固有振動数	6.55Hz	7.27Hz	9.27Hz	
	刺激係数	加振軸方向(x)	0	0.009	0.04
		加振軸垂直方向(y)	0	0	0
		鉛直方向(z)	0.022	0.001	-0.003
	固有モード (3次元表示)				
スイープ試験結果	固有モード(x方向)				
		支持構造	ボイラ	支持構造	ボイラ
					
	固有モード(x方向)				
		支持構造	ボイラ	支持構造	ボイラ
					



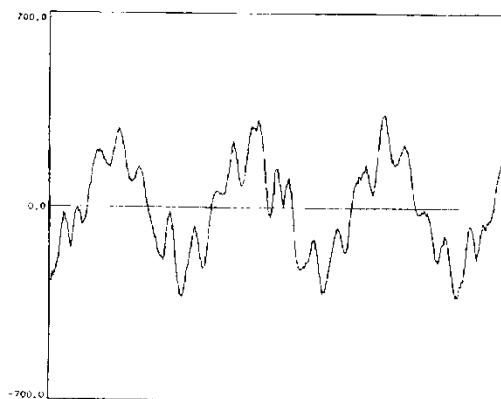
(a) 支持構造頂部の加速度の伝達関数



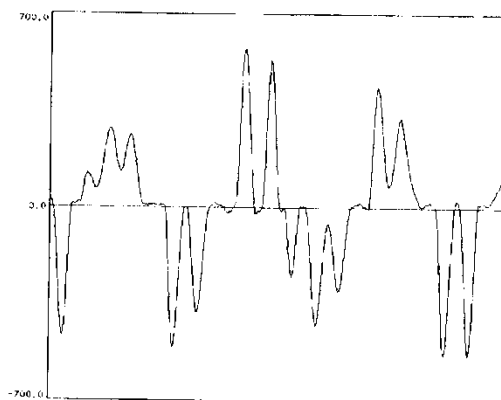
(b) 支持構造各層の加速度の伝達関数

図4.3.16 スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段B2)

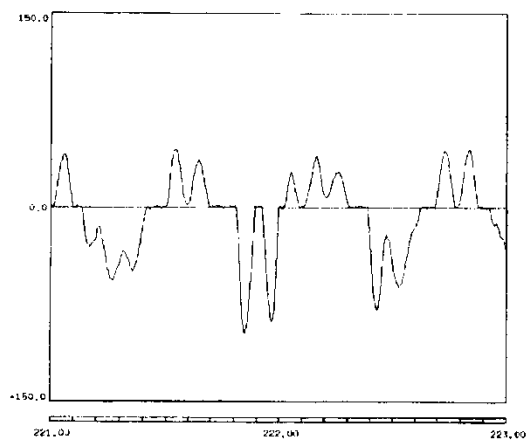
支持構造二層加速度
(gal)



ボイラー二層加速度
(gal)



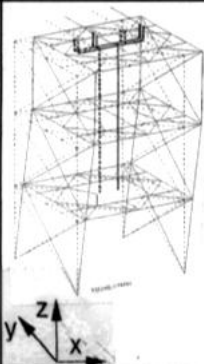
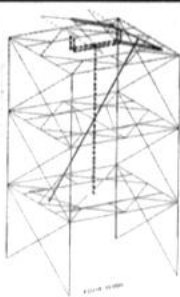
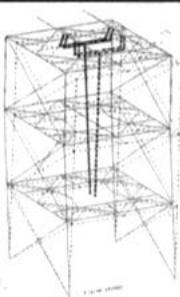
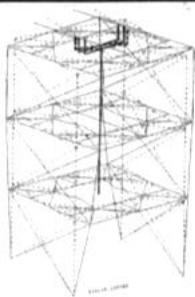
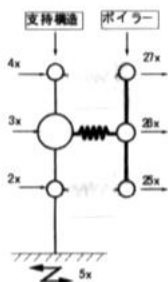
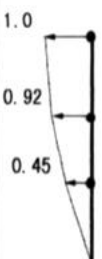
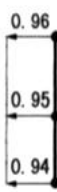
治具ひずみ
($\times 10^{-6}$)



時間(s)

図4. 3. 17 スイープ試験による1次モード卓越部の時刻歴波形(1段B2)

表4. 3. 9(a) スイープ試験と事後解析による固有モード比較(1段B2)

事後解析結果	モード次数		1	2	3	4
	固有振動数		1. 73Hz	3. 2Hz	3. 57Hz	4. 58Hz
	刺激係数	加振軸方向 (x)	1. 005	0	0	0
		加振軸垂直方向 (y)	0	0	0. 964	0
		鉛直方向 (z)	0. 007	0	0	0
	固有モード (3次元表示)					
固有モード (x方向)		支持構造 ボイラ				
						

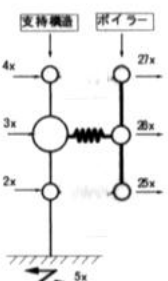
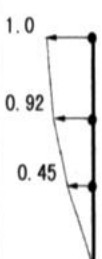

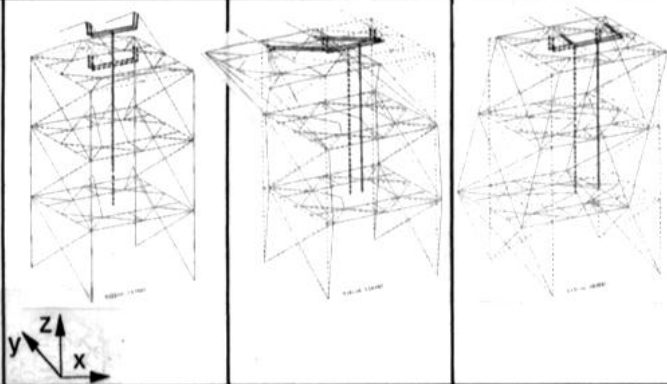
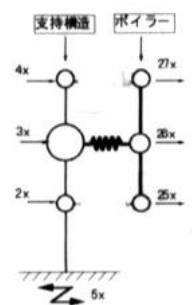
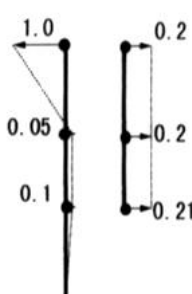
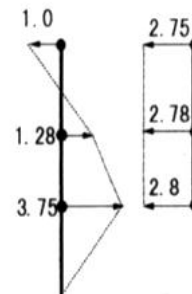
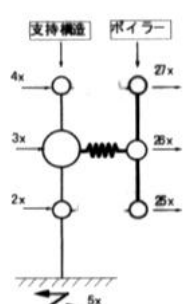
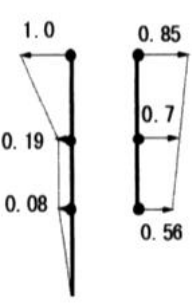
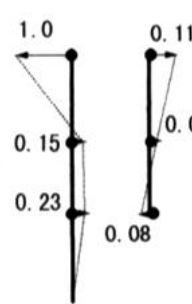
スweep試験結果	モード次数		1			
	固有振動数		1. 7Hz			
	固有モード (x方向)		支持構造 ボイラ			
						

表4. 3. 9 (b) スイープ試験と事後解析による固有モード比較 (1段B2)

事後解析結果	モード次数	5	6	7		
	固有振動数	6. 55Hz	8. 48Hz	11. 98Hz		
	刺激係数	加振軸方向 (x)	0	-0. 007	0. 036	
		加振軸垂直方向 (y)	0	0	0	
		鉛直方向 (z)	0. 022	0. 001	-0. 002	
固有モード (3次元表示)						
固有モード (x方向)		支持構造 ボイラ	支持構造 ボイラ			
						
スイープ試験結果	モード次数		2	3		
	固有振動数		8. 5Hz	9. 6Hz		
	固有モード (x方向)		支持構造 ボイラ	支持構造 ボイラ		
						

(3) 支持構造及び振れ止め装置の時刻歴応答波形

1 段 A1 試験における Taft 波のレベル 1 加振の場合の支持構造及び振れ止め装置の時刻歴波形を、図 4.3.18 及び図 4.3.19 に示す。図 4.3.18(a)は支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形を、図 4.3.18(b)は支持構造各層の変位時刻歴波形を、図 4.3.19(a)は支持構造各層の加速度時刻歴波形を、図 4.3.19(b)は振れ止め装置の変位とリンクひずみを示す。リンクひずみは振れ止め装置反力に比例する。

図 4.3.18(a)に着目すれば、支持構造各層における柱ひずみの振動は、試験体の 1 次固有振動数成分で励起され減衰することが分かる。これと同様に、図 4.3.18(b)に示す支持構造各層の変位の振動は、1 次固有振動数成分で励起され減衰する。

これに対して、図 4.3.19(a)に示す支持構造各層の加速度の振動特性は、上述したひずみ及び変位の場合と異なり、1 層及び 3 層の加速度波形に試験体の 1 次固有振動数成分以外の高周波数成分が存在することが分かる。具体的に言えば、1 層及び 3 層の加速度波形における時刻 19s～21s 付近で高周波成分が増幅する部分が見られる。

この加速度波形における高周波成分は、振れ止め装置のガタに起因する衝突によってボイラーと支持構造に生じるものであり、試験体の減衰定数が 2%程度と小さいことが、この加速度の高周波成分を増幅させる原因になっている。

上述の加速度波形の高周波成分が発生するメカニズムを図 4.3.20 を用いて説明する。本図は振動台、支持構造及びボイラーの加速度の時刻歴波形とパワースペクトルを示す。(1)図は時刻歴波形を全時間表示したものであり、(2)図は時刻 19～21s における振動波形を示している。(3)図は支持構造 3 層の加速度のパワースペクトルの時間変化を示す。

(2)図のリンクひずみに着目すれば、振れ止め装置のガタに起因する衝突が起こっており、これに伴ってボイラー及び支持構造の加速度に約 10Hz の振動成分が生じることが分かる。加速度における約 10Hz の成分はスweep試験で実測した 2 次の振動数成分に相当する。(3)図に着目すれば、1 次固有振動数成分(1.7Hz 成分)と高周波成分(約 10Hz)の時間変化を見ることができる。本図より、1 次固有振動数成分に続いて高周波数成分が励起されることが分かる。このような周波数成分の推移は、振れ止め装置のガタに起因する衝突の仕方が変化することに依存するものであり、これを図 4.3.21 で説明する。

図 4.3.21 はリンクひずみの時刻歴波形における時間 12s～24s の部分を示したものである。17s より前の時間帯では、振れ止め装置のガタに起因する衝突は 1 次成分が支配的であることがわかる。これに対して 17s より後の時間帯では、ガタに起因する衝突は高

周波成分が支配的となることがわかる。

以上述べたように、加速度波形における高周波成分は、振れ止め装置のガタに起因する衝突によってボイラーと支持構造に生じるものであり、試験体の減衰が 2%程度と小さいことが、この加速度の高周波成分を増幅させる原因になっている。この現象は、実機減衰 5%の条件下では生じないこと、また前述したように支持構造の変位及びひずみの波形には高周波成分が生じないことから、ボイラー構造物の実設計における変形量や応力の検討上での問題は無い。図 4.3.22(a)は 1 段 A1 試験における Taft 波のレベル 2 加振の場合の支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形を、図 4.3.22(b)は支持構造各層の変位時刻歴波形を、図 4.3.23(a)は支持構造各層の加速度時刻歴波形を、図 4.3.23(b)は振れ止め装置の変位とリンクひずみを示す。

1 段 A2 試験における支持構造及び振れ止め装置の時刻歴波形を、図 4.3.24～図 4.3.27 に示す。図 4.3.24～図 4.3.27 の内容は、上述した 1 段 A1 試験でのものと同じである。

1 段 B1 試験における支持構造及び振れ止め装置の時刻歴波形を、図 4.3.28～図 4.3.31 に示す。図 4.3.28(a)は Taft 波のレベル 1 加振の場合の支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形を、図 4.3.28(b)は支持構造各層の変位時刻歴波形を、図 4.3.29(a)は支持構造各層の加速度時刻歴波形を、図 4.3.29(b)は振れ止め装置の変位と治具ひずみを示す。治具ひずみは振れ止め装置反力に比例する。図 4.3.30(a)は Taft 波のレベル 2 加振の場合の支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形を、図 4.3.30(b)は支持構造各層の変位時刻歴波形を、図 4.3.31(a)は支持構造各層の加速度時刻歴波形を、図 4.3.31(b)は振れ止め装置の変位と治具ひずみを示す。

1 段 B2 試験における支持構造及び振れ止め装置の時刻歴波形を、図 4.3.32～図 4.3.35 に示す。図 4.3.32～図 4.3.35 の内容は、上述した 1 段 B1 試験でのものと同じである。

1 段 A2,B1 及び B2 試験の場合も 1 段 A1 試験の場合と同様に、支持構造の加速度時刻歴波形に、高周波振動成分が増幅する部分が見られる。この加速度波形における高周波成分は、振れ止め装置のガタに起因する衝突によってボイラーと支持構造に生じるものであり、試験体の減衰定数が 2%程度と小さいことが、この加速度の高周波成分を増幅させる原因になっている。これに対して実機減衰は 5%であり、減衰 5%の場合は上述の加速度波形における高周波振動成分が発生しない。また、全体系試験で実測した支持構造の変位及びひずみの時刻歴波形には、上記の高周波振動成分が見られないことから、実設計における変形量や応力の検討上で問題ないことを確認した。

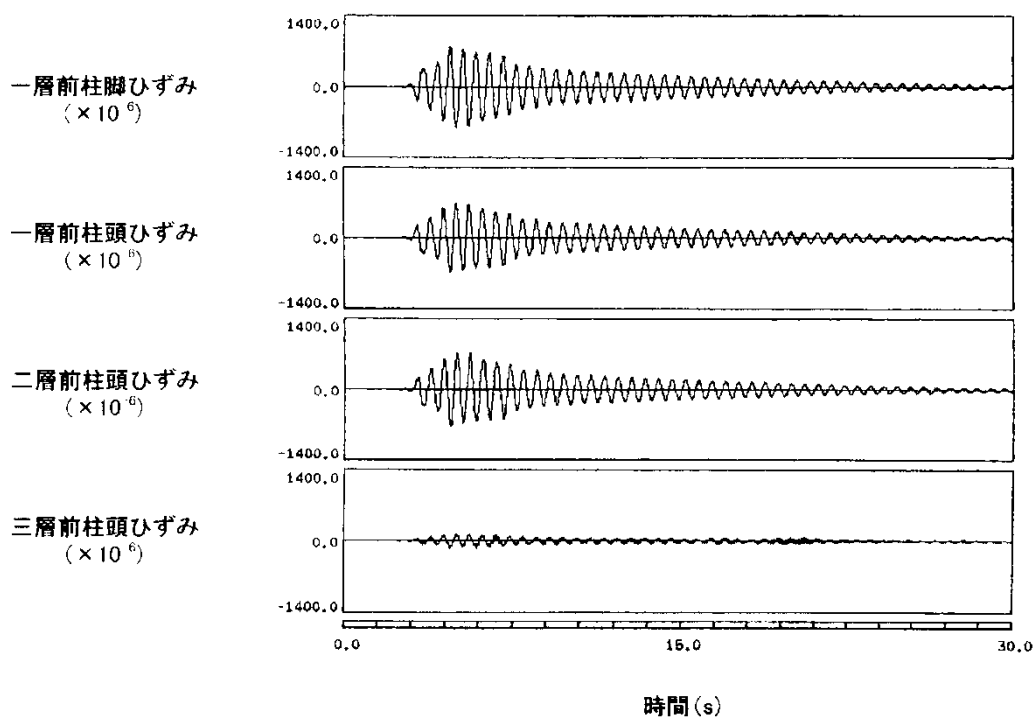


図4. 3. 18(a) 支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形(1段A1, Taft波レベル1)

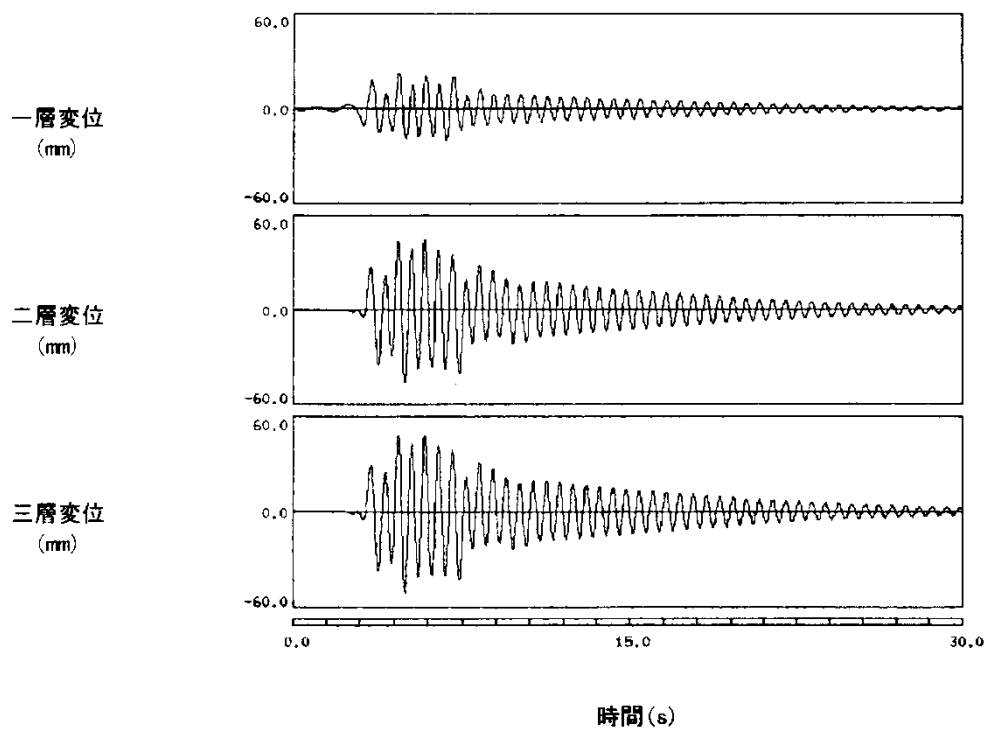


図4. 3. 18(b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(1段A1, Taft波レベル1)

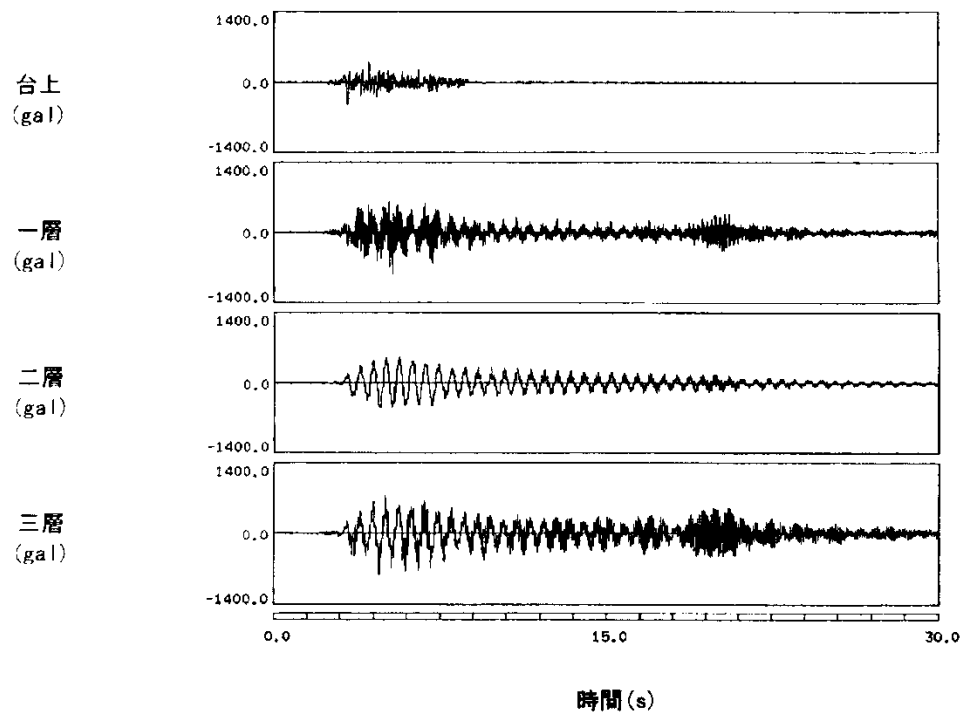


図4. 3. 19(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段A1, Taft波レベル1)

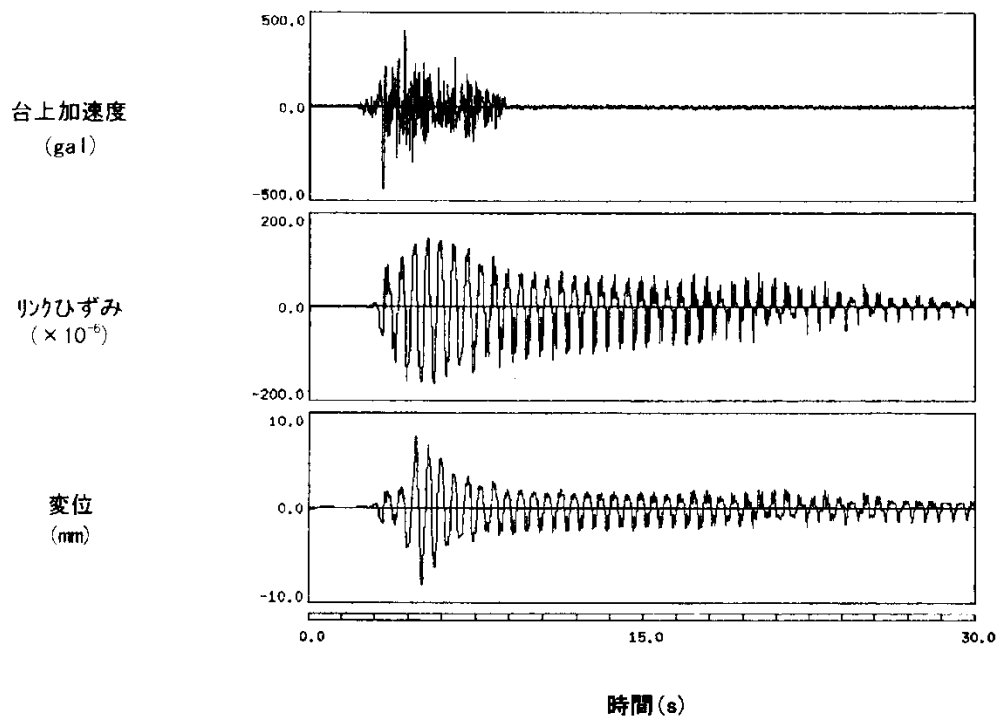
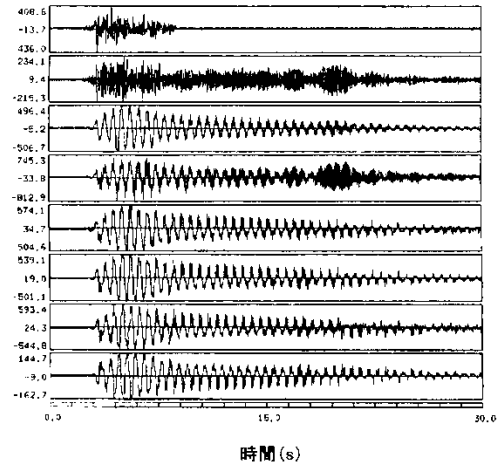


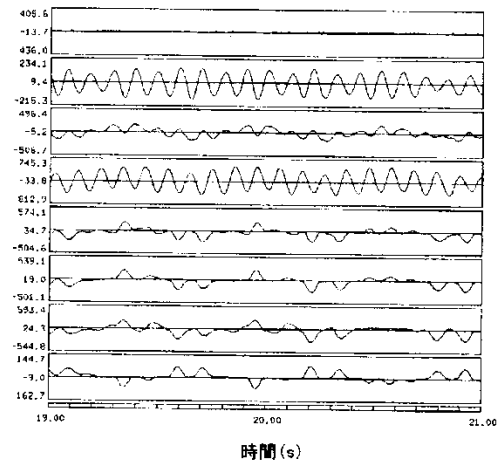
図4. 3. 19(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段A1, Taft波レベル1)

台上加速度 (gal)
 支持構造一層加速度 (gal)
 支持構造二層加速度 (gal)
 支持構造三層加速度 (gal)
 ボイラー一層加速度 (gal)
 ボイラー二層加速度 (gal)
 ボイラー三層加速度 (gal)
 リンクひずみ ($\times 10^{-6}$)

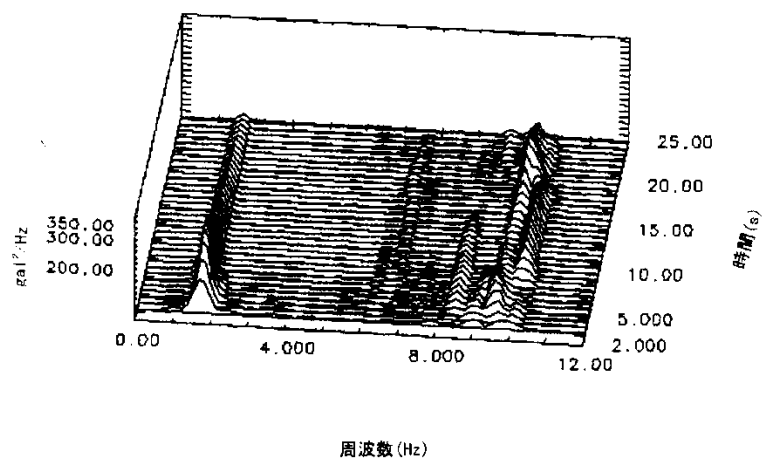


(1) 全時間表示

台上加速度 (gal)
 支持構造一層加速度 (gal)
 支持構造二層加速度 (gal)
 支持構造三層加速度 (gal)
 ボイラー一層加速度 (gal)
 ボイラー二層加速度 (gal)
 ボイラー三層加速度 (gal)
 リンクひずみ ($\times 10^{-6}$)



(2) 高周波振動部拡大表示 (時間帯: 19~21s)



(3) パワースペクトル(支持構造三層加速度)の時間変化

図4.3.20 振動台, 支持構造及びボイラの加速度の時刻歴波形とパワースペクトル
 (1段A1, Taft波レベル1)

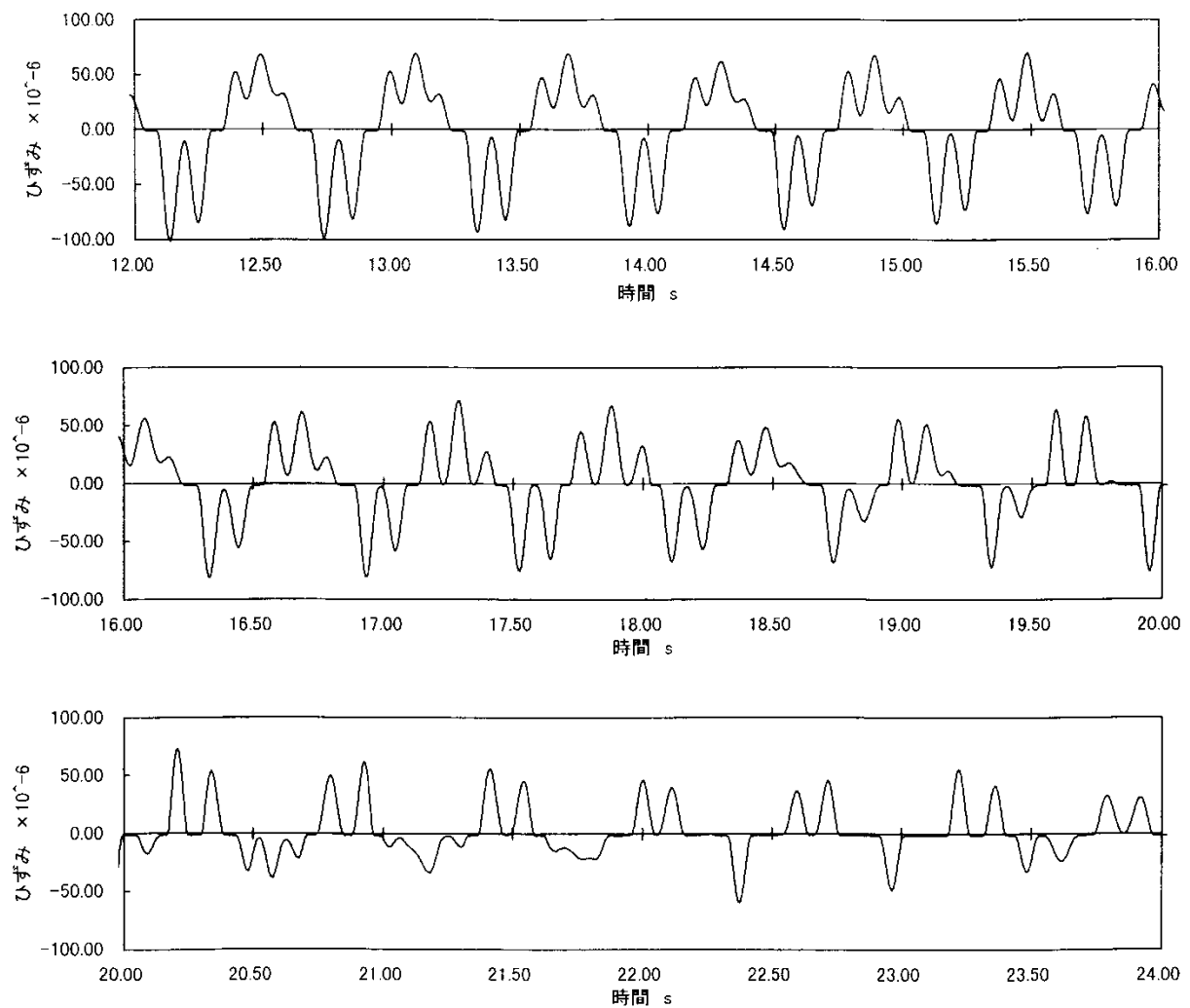


図4.3.21 リンクひずみの時刻歴波形(1段A1, Taft波レベル1)

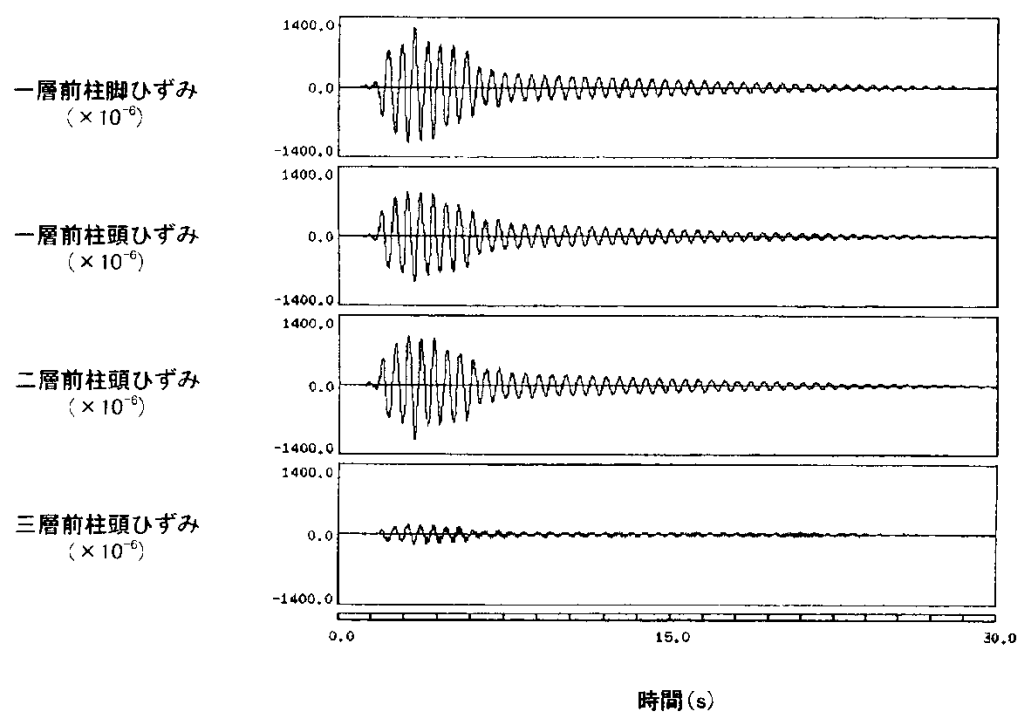


図4. 3. 22 (a) 支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形(1段A1, Taft波レベル2)

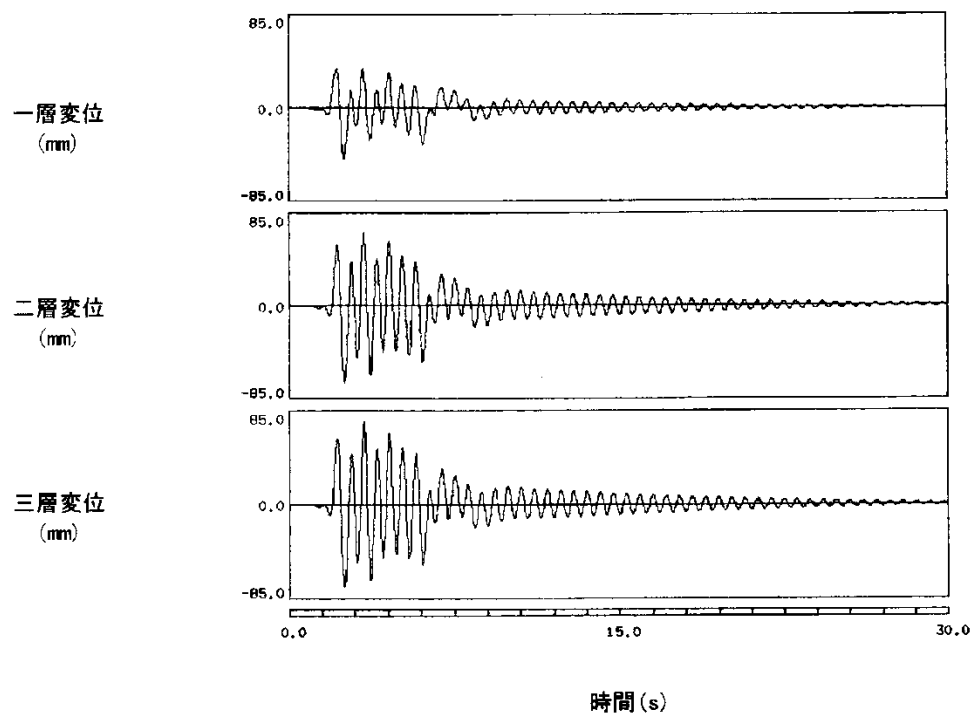


図4. 3. 22 (b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(1段A1, Taft波レベル2)

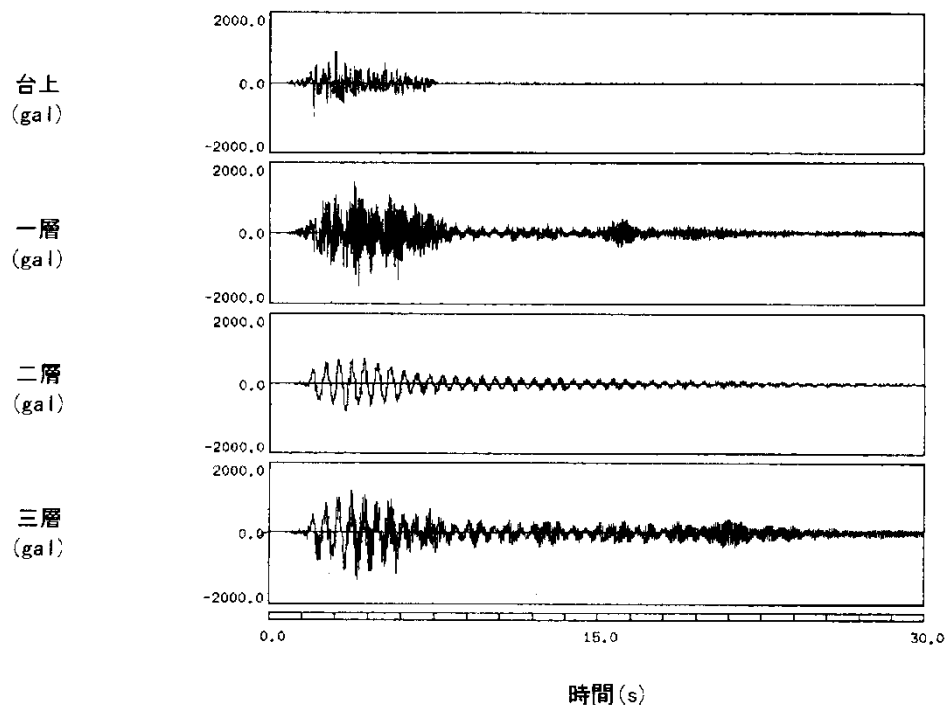


図4. 3. 23(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段A1, Taft波レベル2)

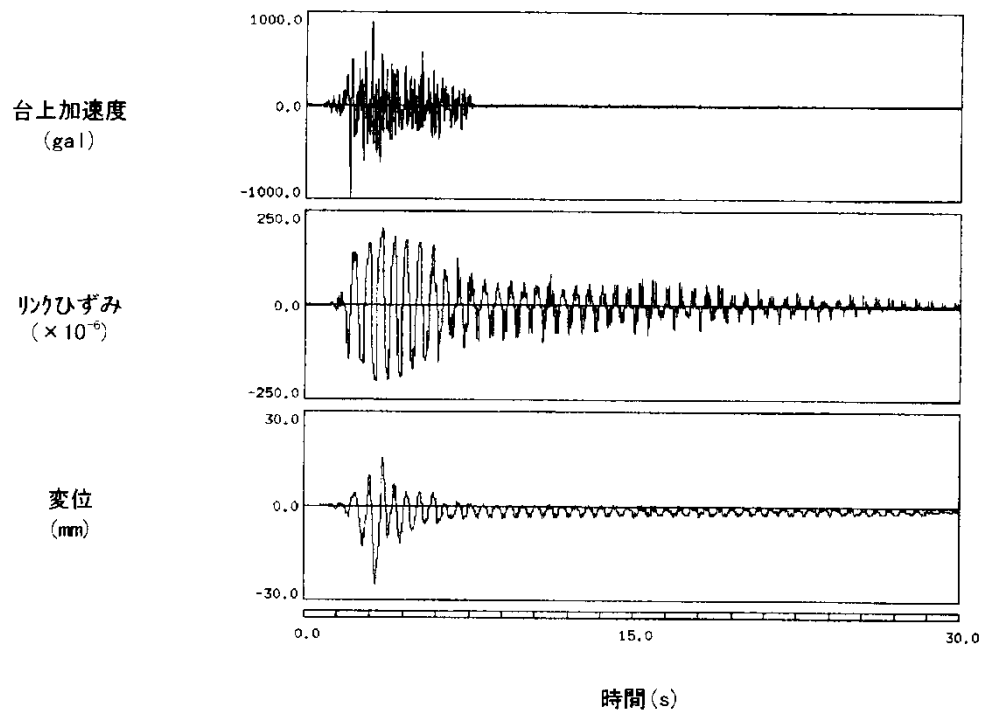


図4. 3. 23(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段A1, Taft波レベル2)

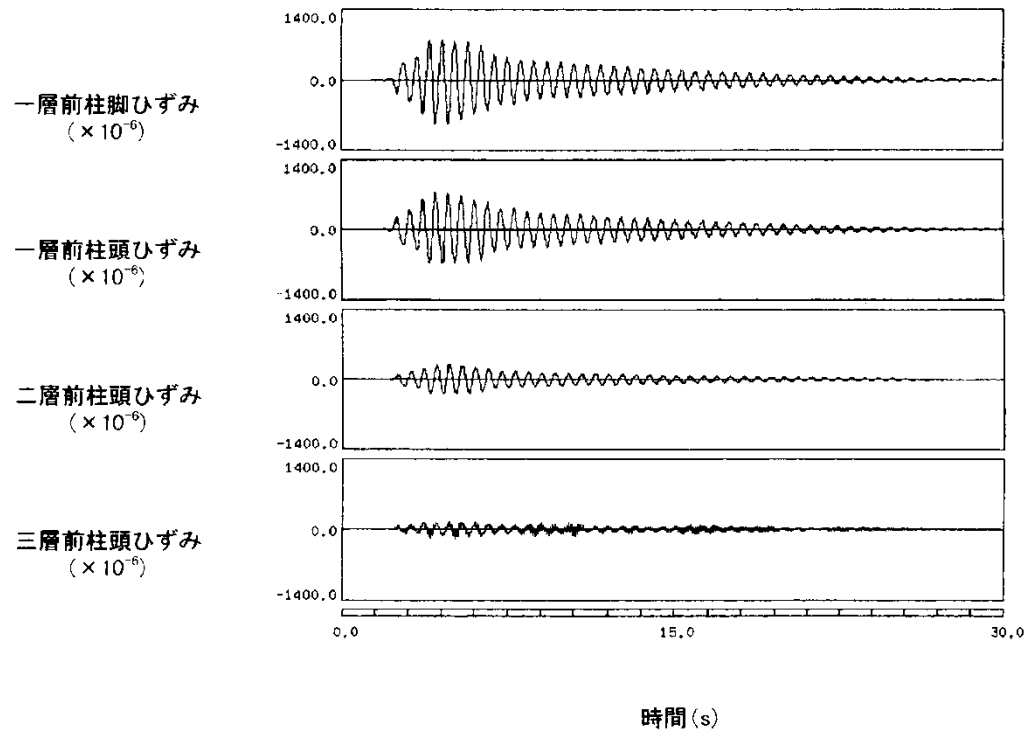


図4. 3. 24(a) 支持構造各層における柱ひずみ時刻歴波形(1段A2, Taft波レベル1)

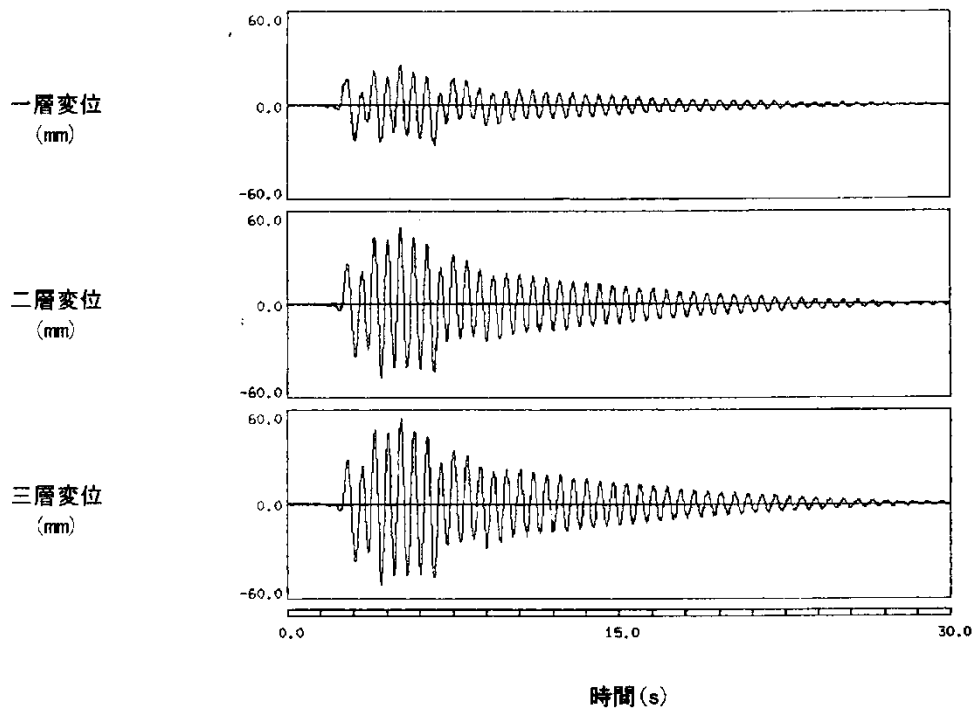


図4. 3. 24(b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(1段A2, Taft波レベル1)

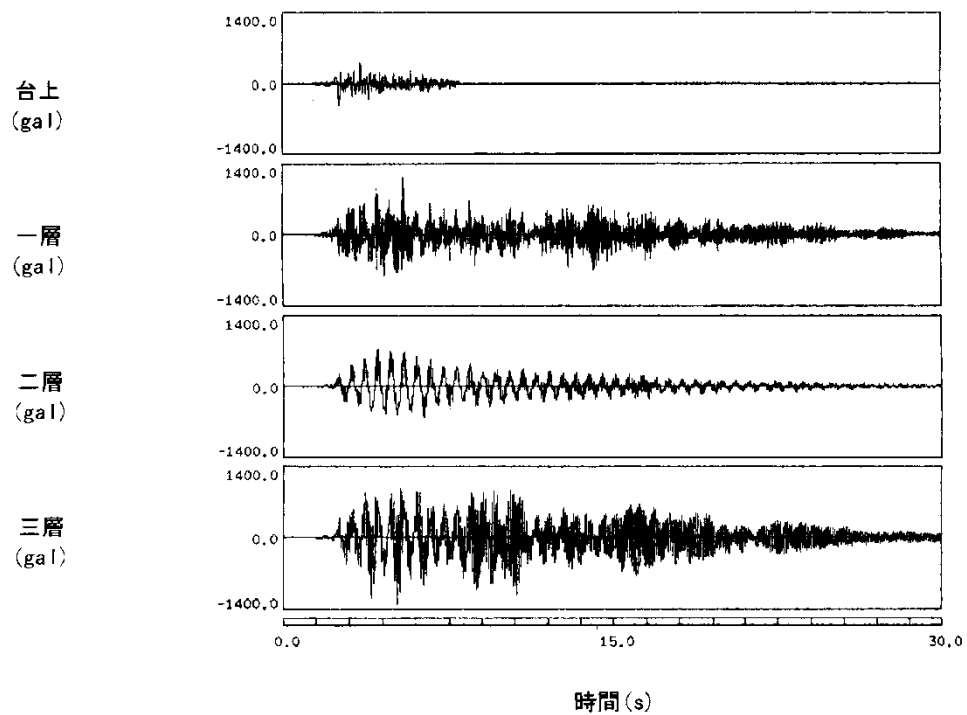


図4. 3. 25(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段A2, Taft波レベル1)

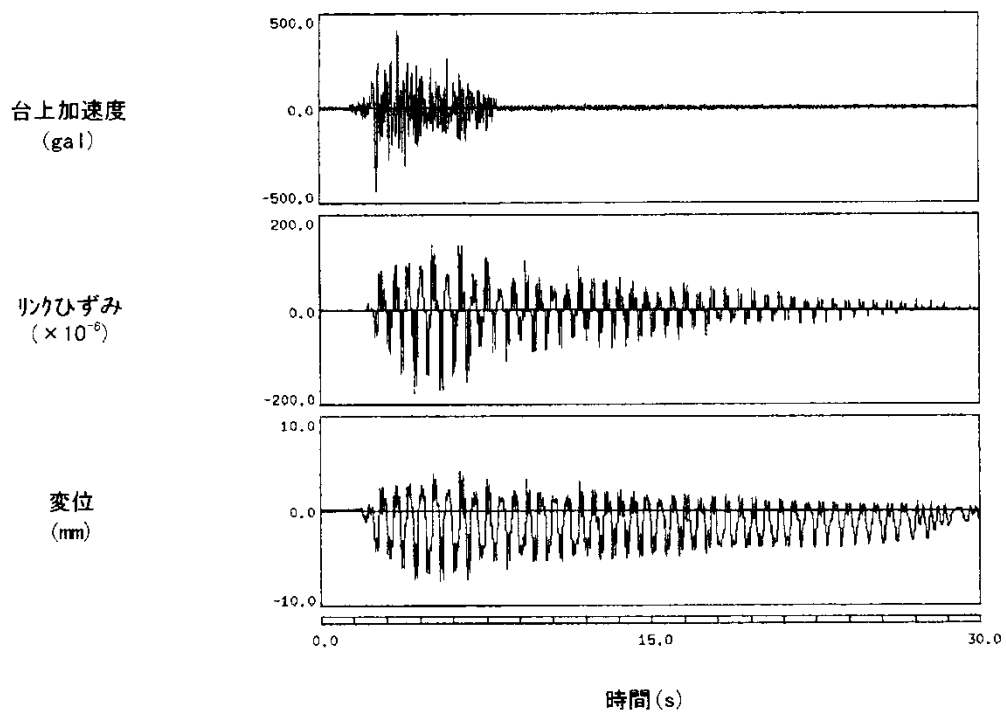


図4. 3. 25(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段A2, Taft波レベル1)

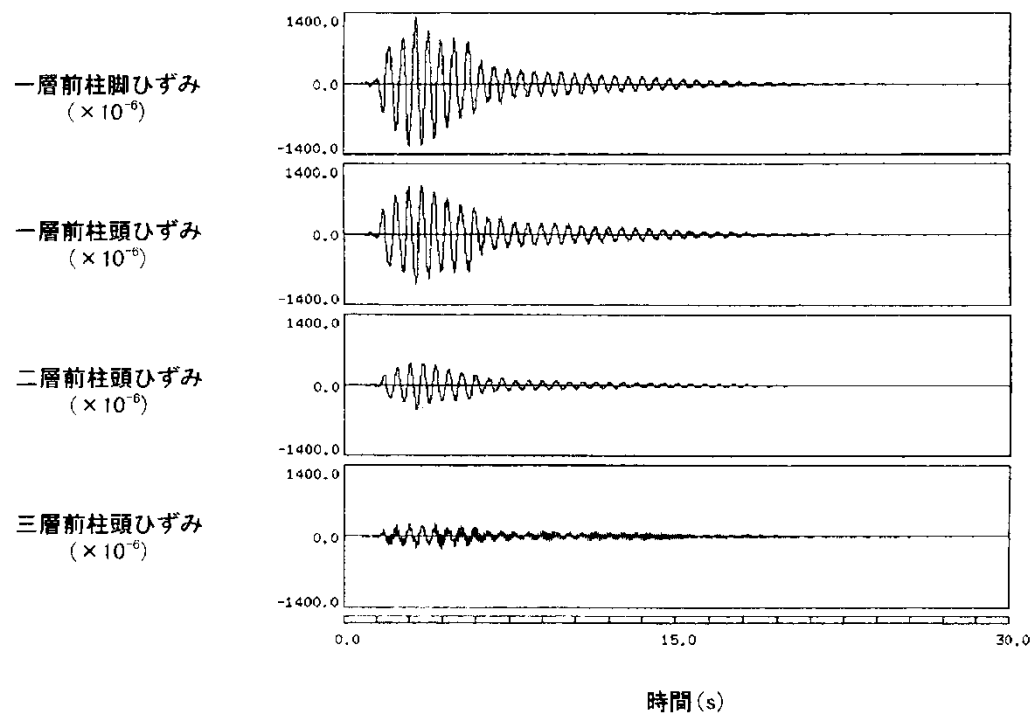


図4. 3. 26(a) 支持構造各層における柱ひずみ時刻歴波形(1段A2, Taft波レベル2)

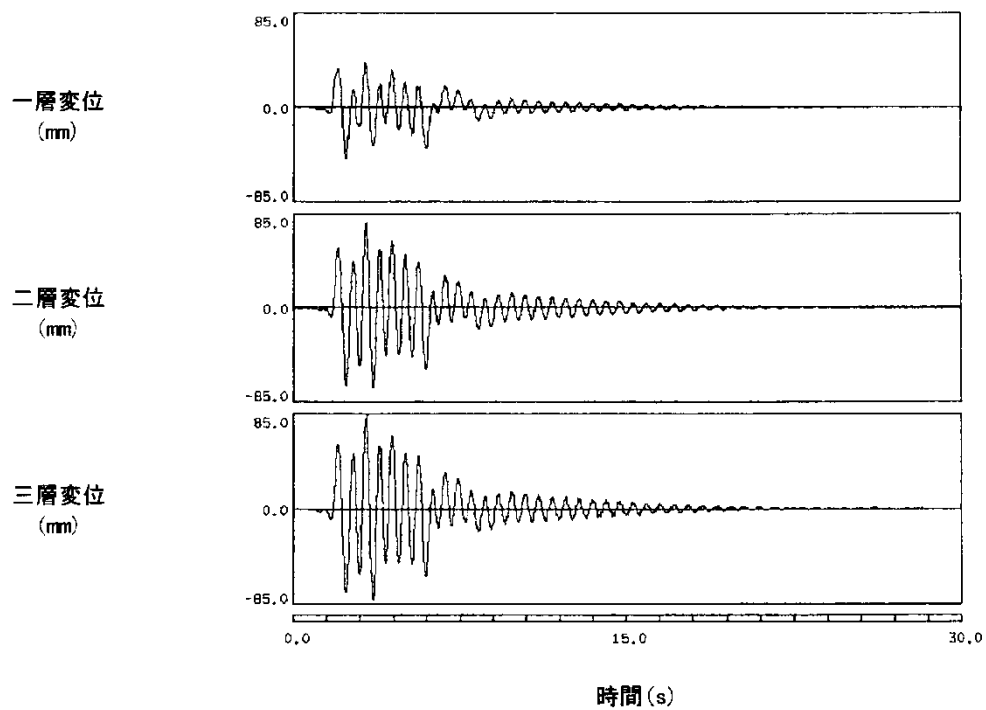


図4. 3. 26(b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(1段A2, Taft波レベル2)

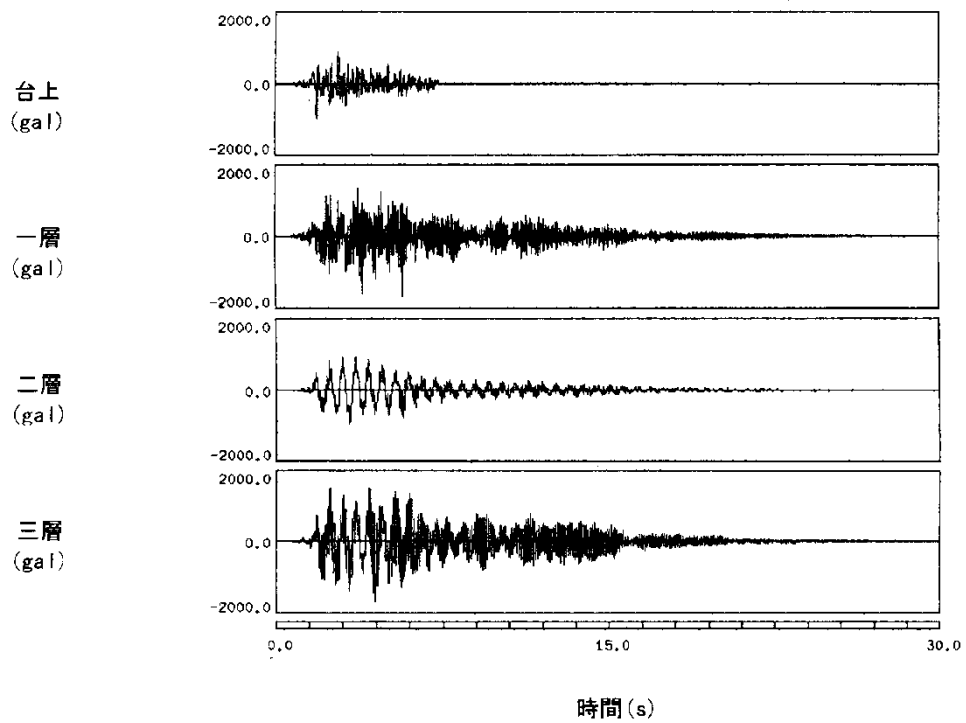


図4. 3. 27(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段A2, Taft波レベル2)

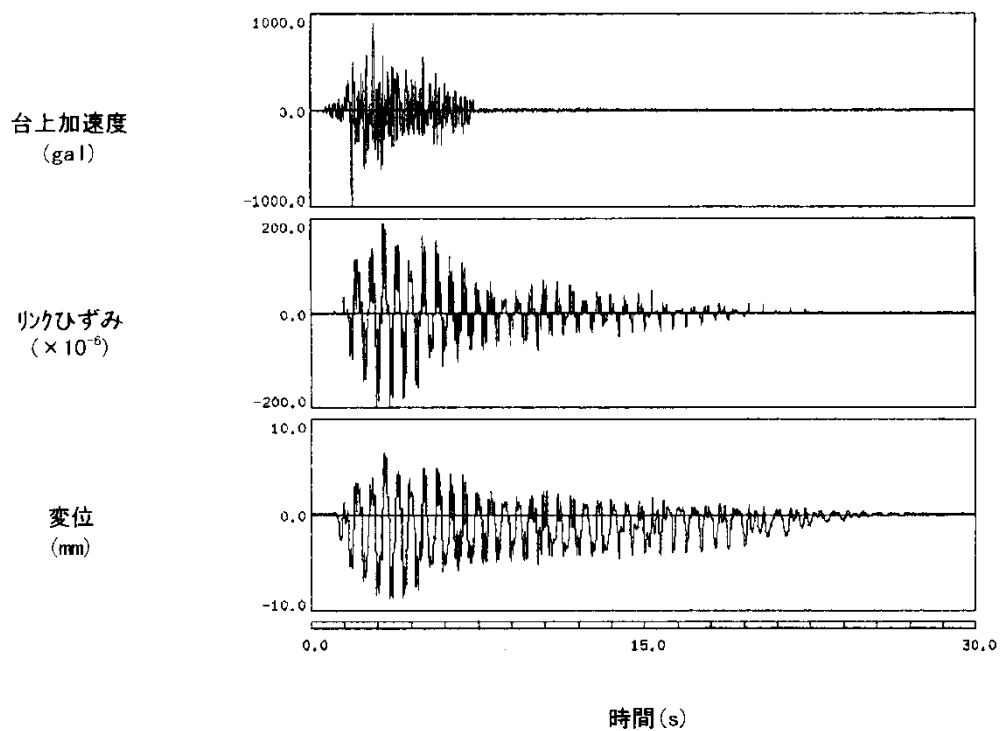


図4. 3. 27(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段A2, Taft波レベル2)

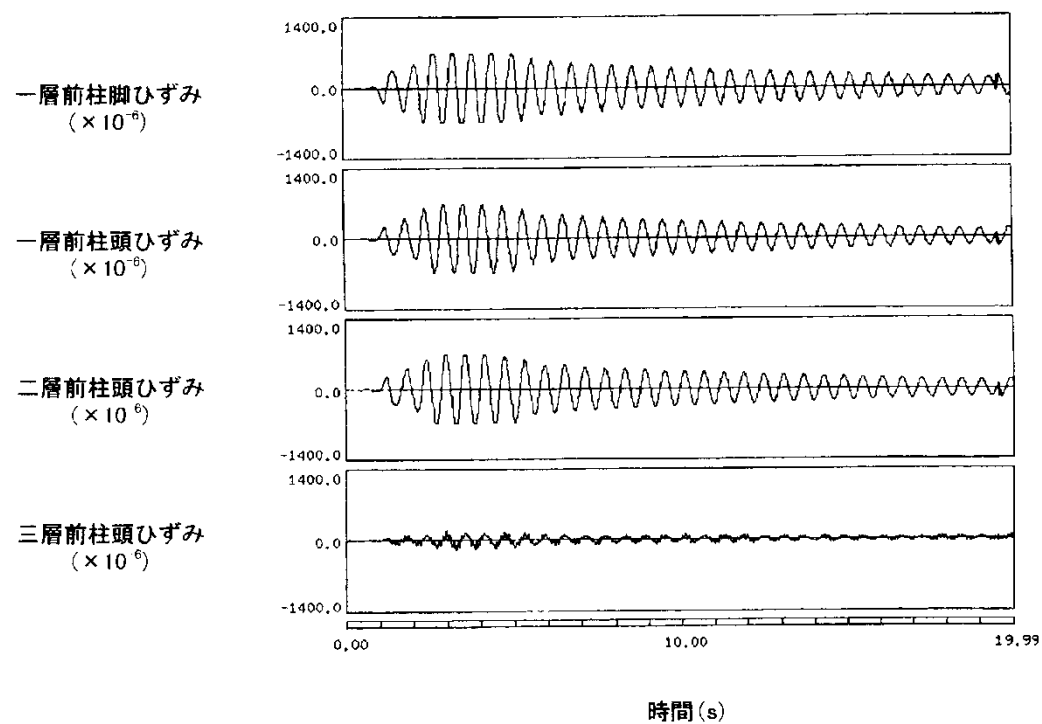


図4. 3. 28(a) 支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形(1段B1, Taft波レベル1)

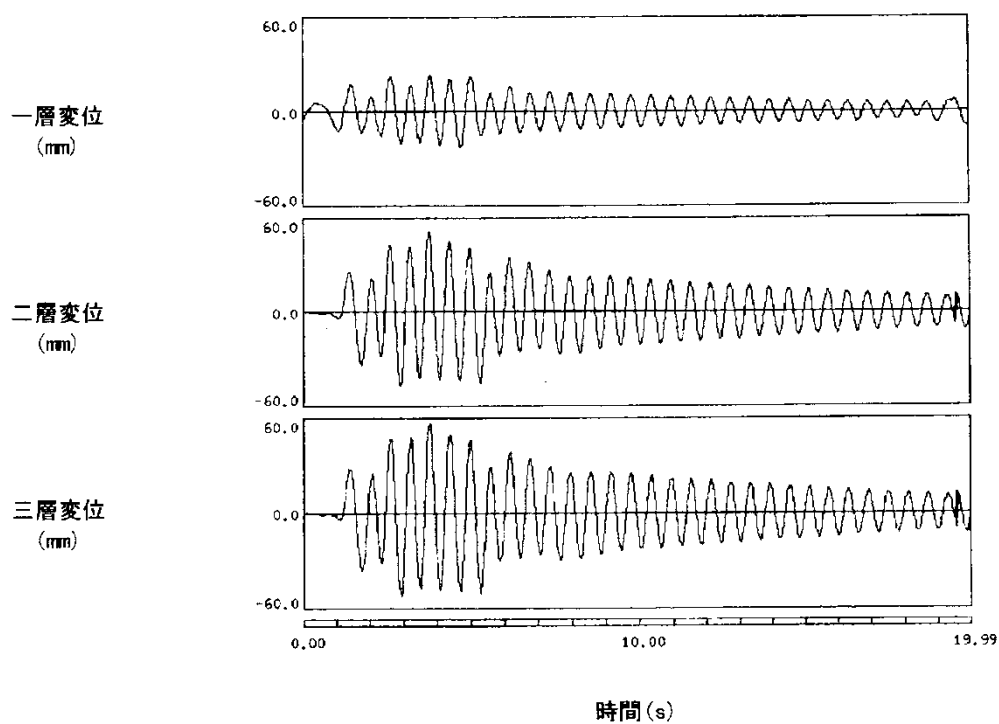


図4. 3. 28(b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(1段B1, Taft波レベル1)

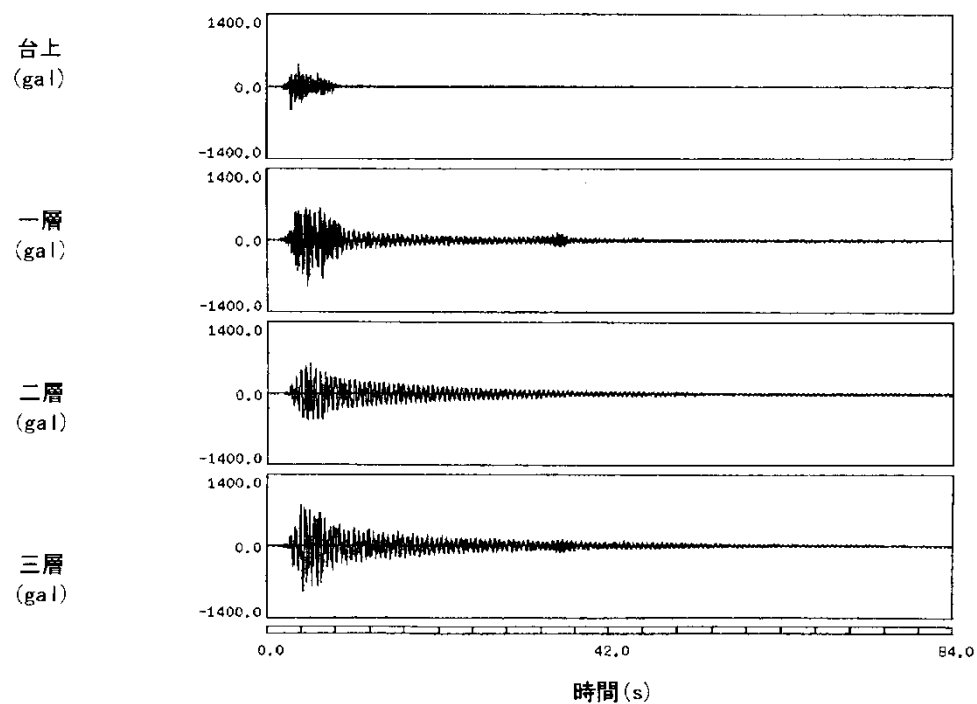


図4. 3. 29(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段B1, Taft波レベル1)

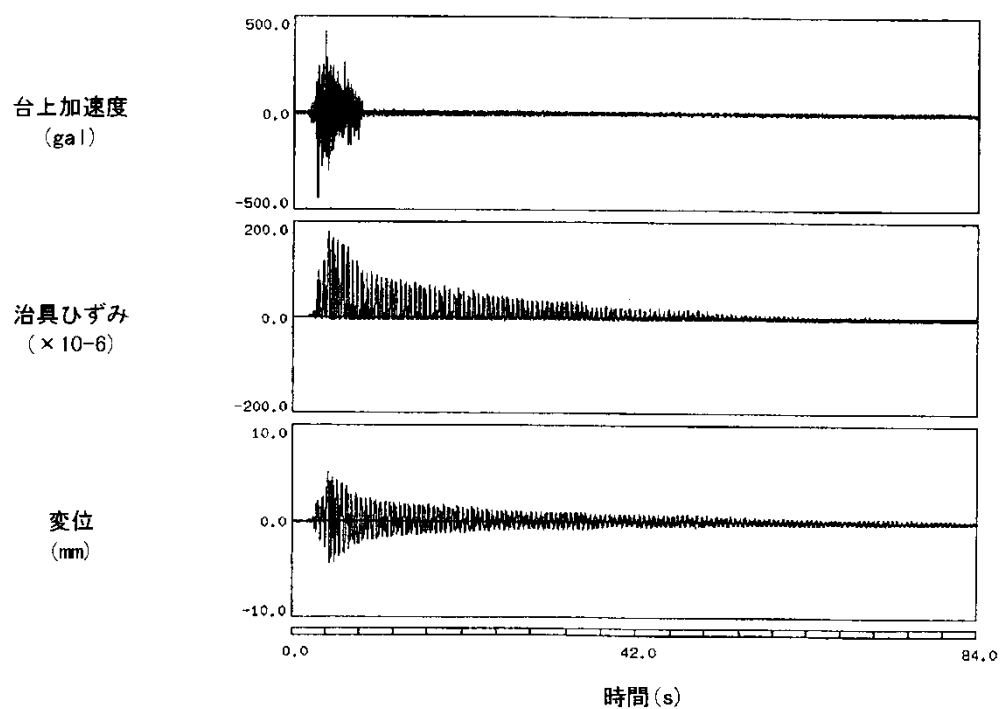


図4. 3. 29(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段B1, Taft波レベル1)

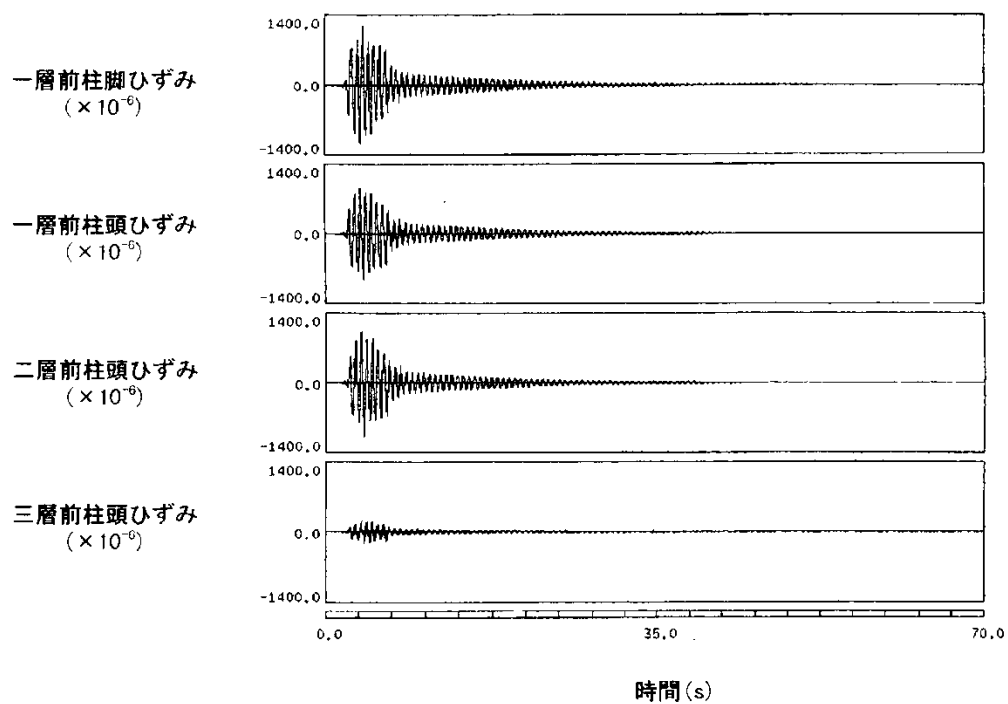


図4. 3. 30(a) 支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形(1段B1, Taft波レベル2)

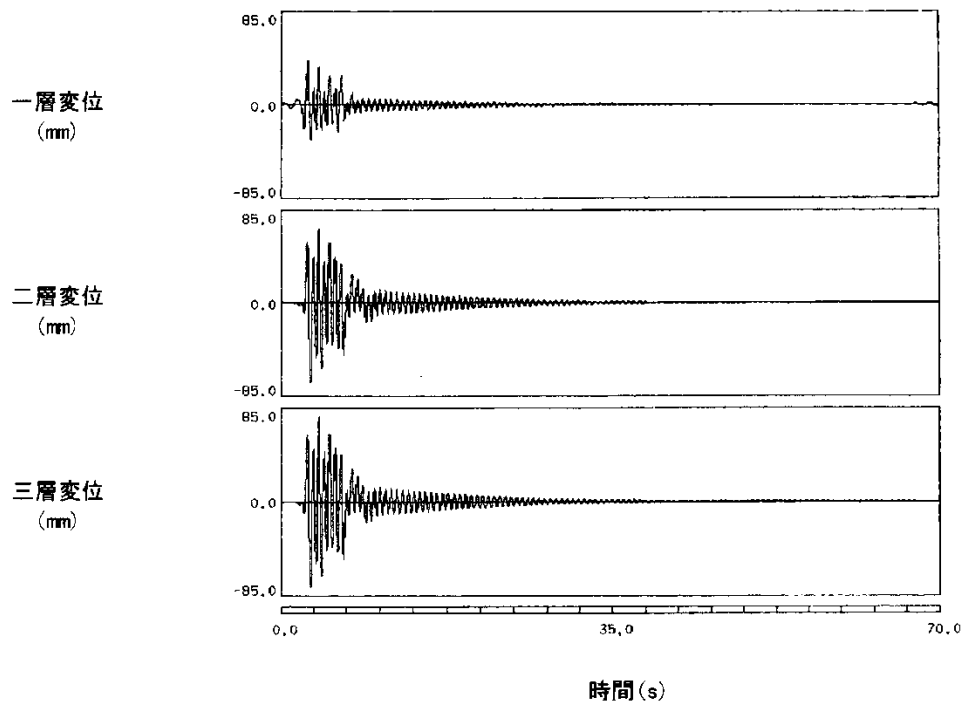


図4. 3. 30(b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(1段B1, Taft波レベル2)

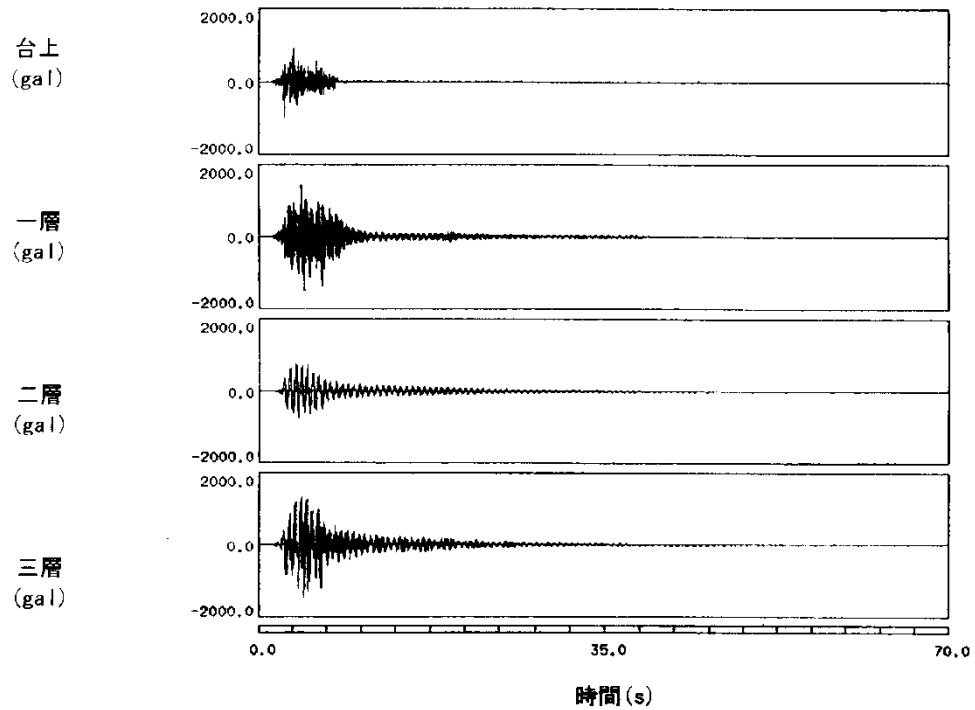


図4. 3. 31(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段B1, Taft波レベル2)

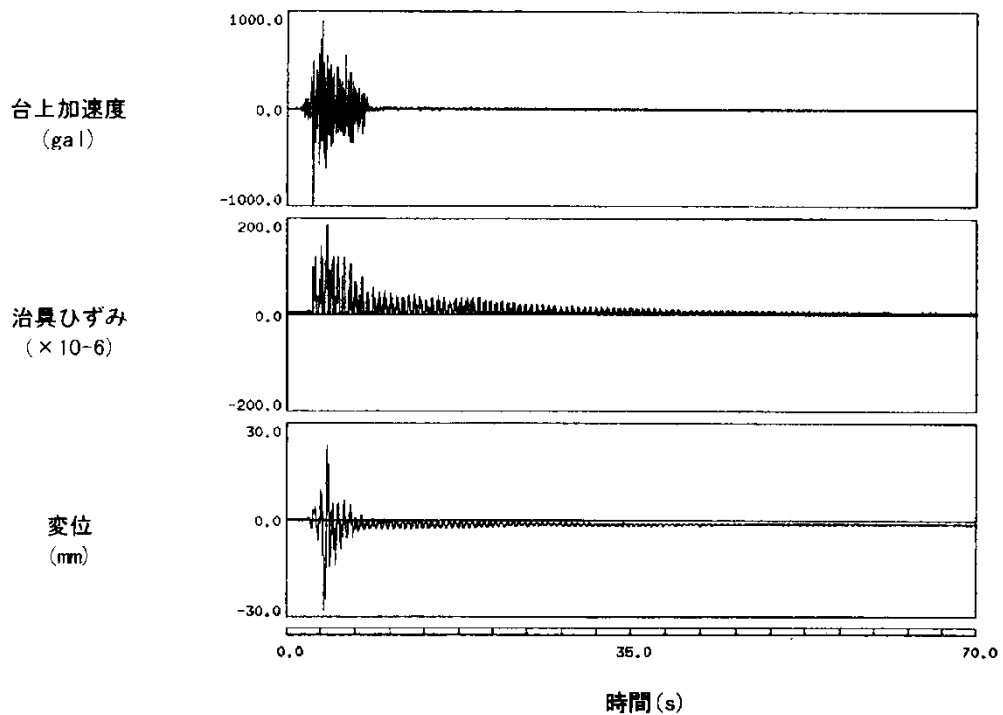


図4. 3. 31(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段B1, Taft波レベル2)

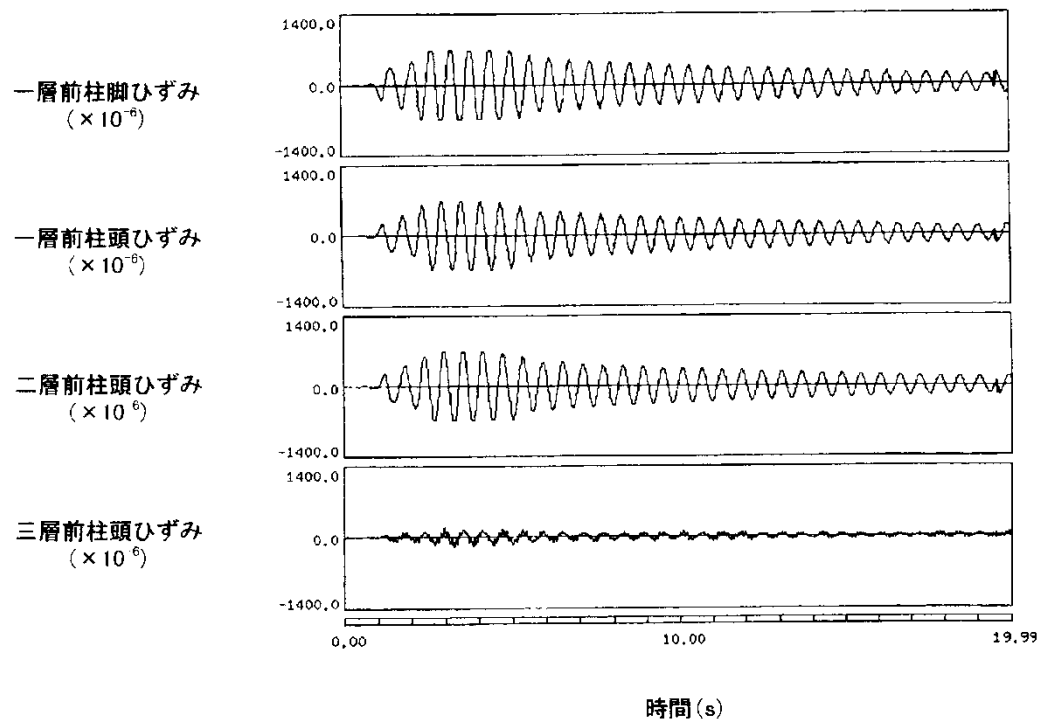


図4. 3. 32(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段B2, Taft波レベル1)

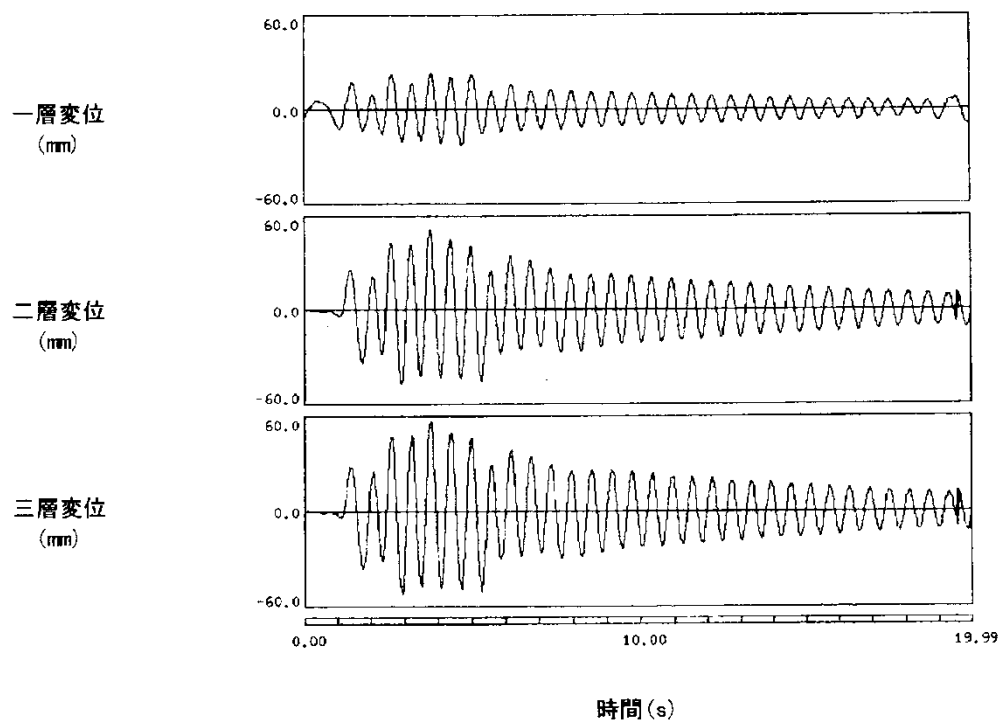


図4. 3. 32(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段B3, Taft波レベル1)

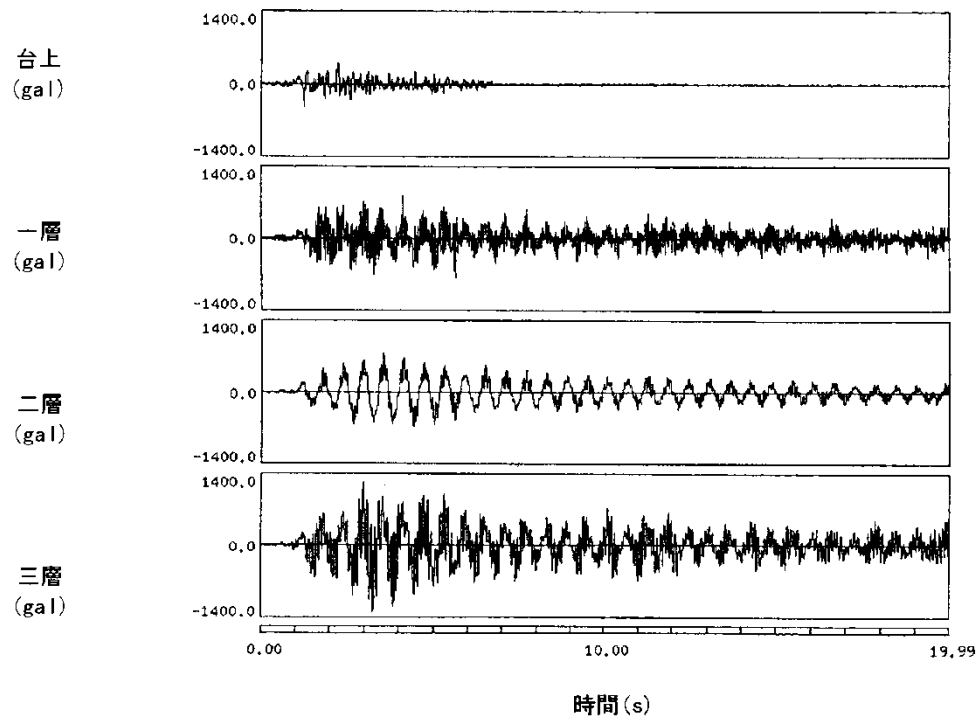


図4. 3. 33(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段B2, Taft波レベル1)

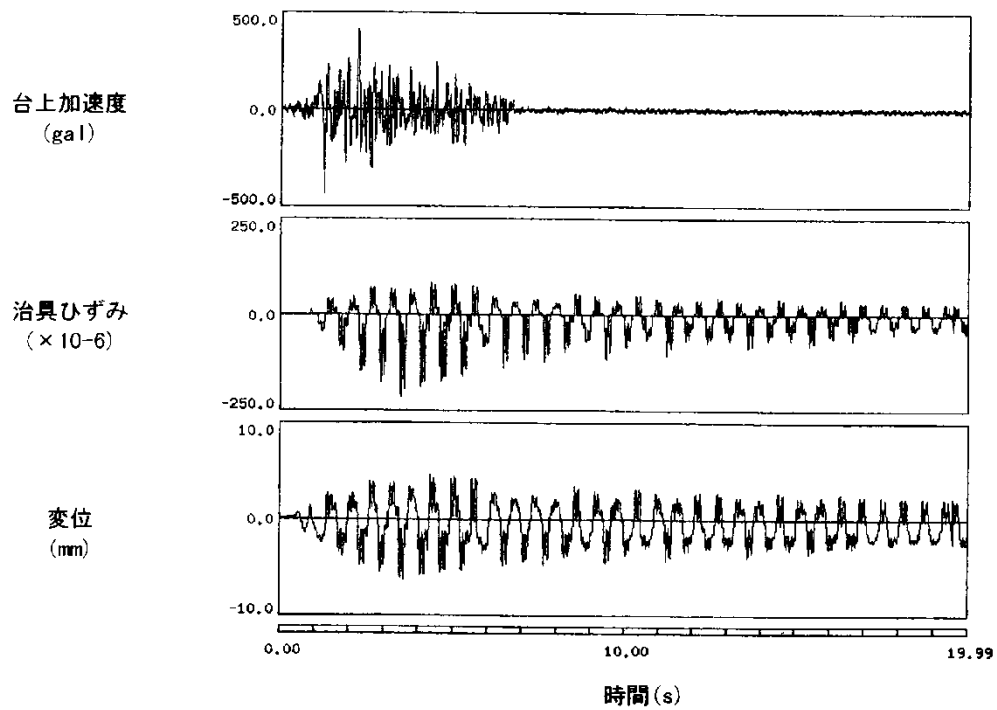


図4. 3. 33(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段B2, Taft波レベル1)

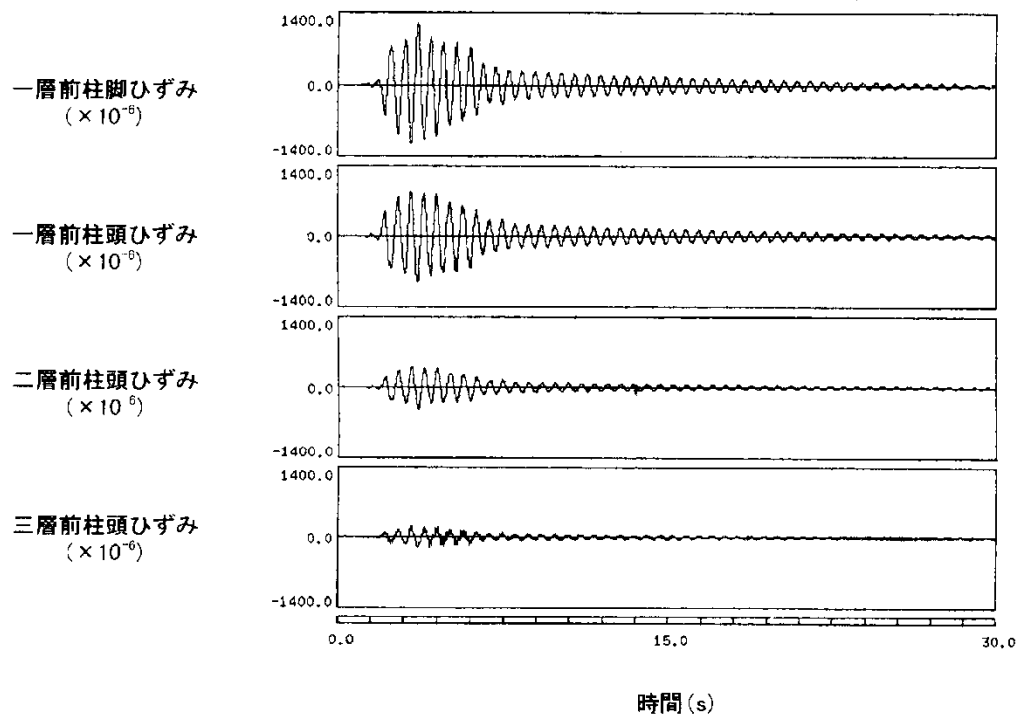


図4. 3. 34(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段B2, Taft波レベル2)

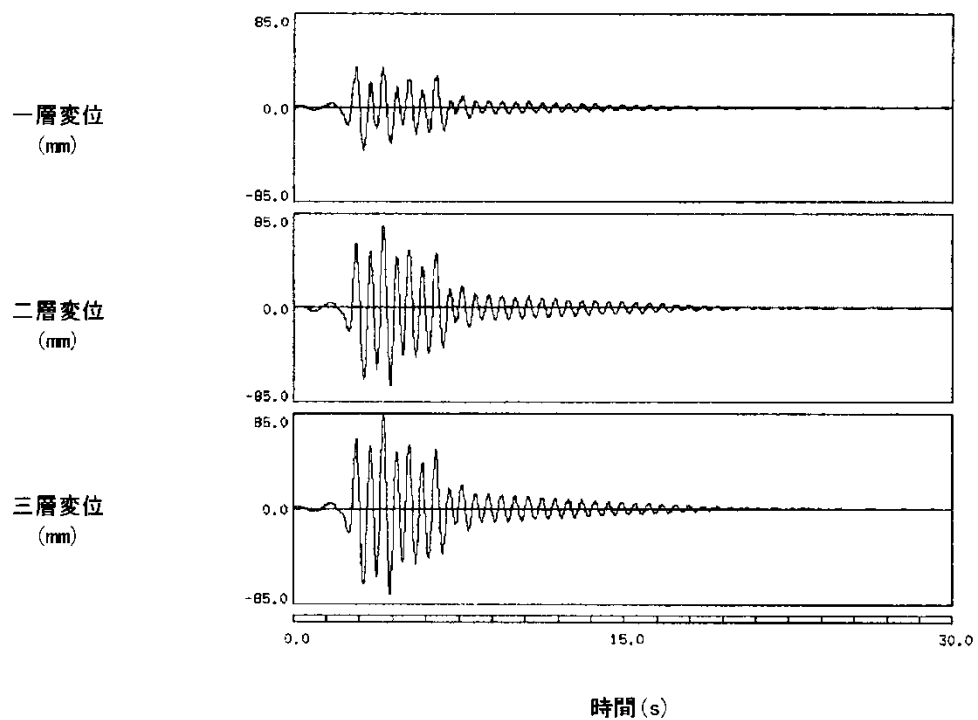


図4. 3. 34(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段B3, Taft波レベル2)

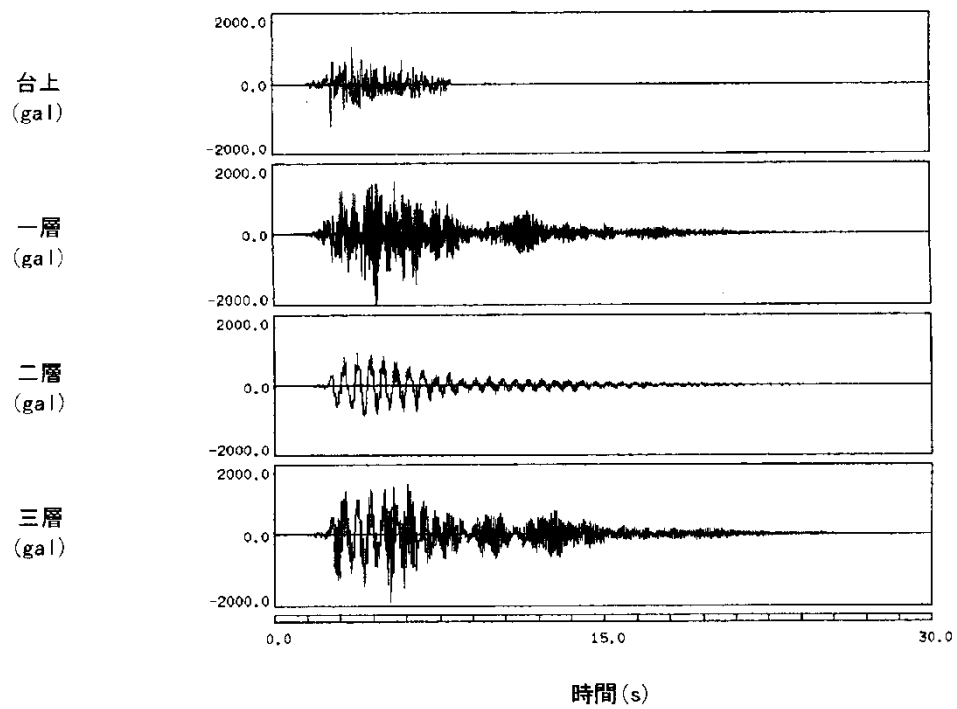


図4. 3. 35(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(1段B2, Taft波レベル2)

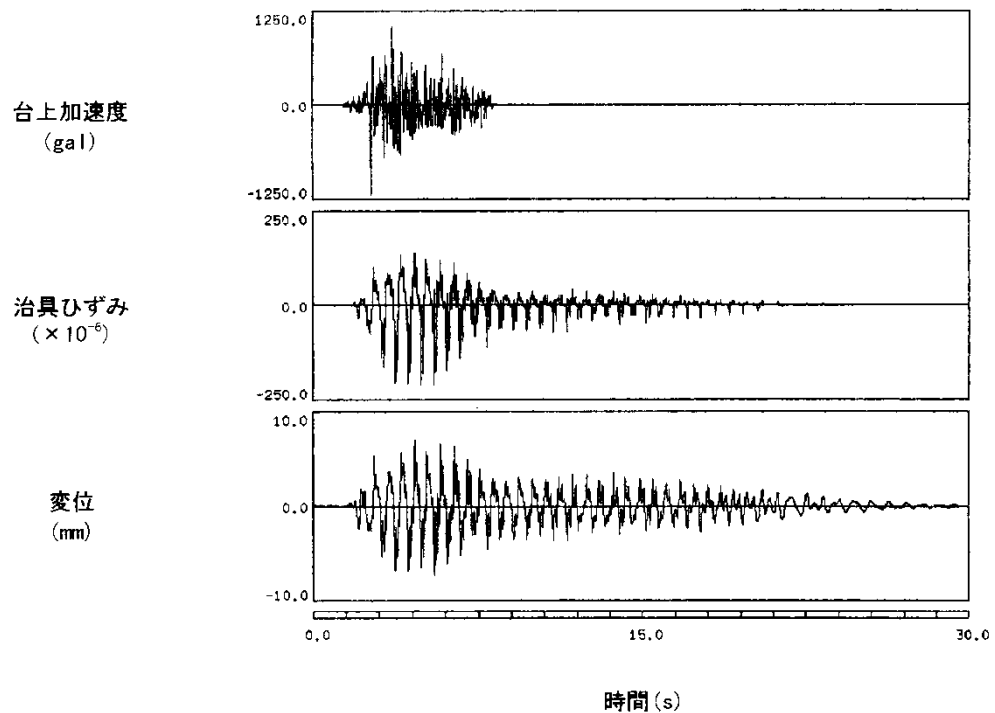


図4. 3. 35(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(1段B2, Taft波レベル2)

(4) 振れ止め装置の荷重－変位曲線

Taft波のレベル2加振時の1段リンク式A1, A2及び挟み込み式B1, B2振れ止め装置の荷重－変位曲線を図4. 3. 36～図4. 3. 39に示す。これらの図中には全体系試験結果との比較上、要素試験で得られた荷重－変位曲線をも示している。要素試験による荷重－変位曲線はレベル2相当の正弦波載荷で得られた結果である。以下A1, A2, B1, B2の順に説明する。

リンク式A1振れ止め装置は、振動エネルギー吸収用の2本のピンで構成され、このような装置を全体系試験で対象とした。一方、要素試験は1本のピンを対象としたものであり、全体系試験結果との比較のため図4. 3. 36では要素試験で得られた振れ止め装置変位を2倍した値を用いた。

要素試験での荷重－変位曲線は、正弦波載荷によって得られたものであるため、振れ止め装置の変位の正側と負側の最大値はほぼ同じである。これに対して、全体系試験結果による振れ止め装置の変位は、正側の値より負側の値の方が大きくなっている。この原因はTaft波の特性であり、Taft波の加振成分として振れ止め装置の変位が負側となる成分が大きいため、このような結果となっている。

以上が要素試験と全体系試験での違いであるが、振れ止め装置の降伏変位、第1剛性等の特性は良く一致していることが分かる。さらに、第2章でも説明したように要素試験での振れ止め特性は、設計式による特性と比較的よく整合している。以上から、設計式による振れ止め特性が地震波を用いた振動実験で実現される傾向にあるという知見が得られた。

リンク式A2振れ止め装置もリンク式A1タイプと同様に2本のピンで構成されていることから、図4. 3. 37では要素試験で得られた振れ止め装置変位を2倍した値を用いている。

図4. 3. 37に示すリンク式A2タイプ、図4. 3. 38に示す挟み込み式B1タイプ、及び図4. 3. 39に示す挟み込み式B2タイプとも、要素試験と全体系試験における降伏変位、第1剛性等の特性は良く一致していることが分かる。

(5) 振れ止め装置の剛性の違いによる支持構造応答比較

図4. 3. 40(a)及び(b)に、1段A1及び1段A2試験の場合の支持構造の柱のひずみと振動台加速度の関係を示す。本図は、横軸に振動台加速度をとったものであり、縦軸に支持構造第1層の前側の柱の柱脚ひずみをとったものである。振動台加速度としては、試験体が弾性内となる微小加振、振れ止め装置が塑性するレベル1加振、振れ止めの塑性変形がさらに大きくなるレベル2加振の三つで整理をした。

図中の実線は、グラフの零点と微小加振時のひずみ応答値の2点を基準に描いた直線であり、振れ止め装置が塑性しないと仮定した場合の弾性応答を示す。これに対して点線は、全体系試験で得られた振れ止め装置塑性時のひずみ応答を結んだ直線を示す。

振動台加速度が同一となる直線上で、上述の直線上のひずみ値から点線上のひずみ値をひいた値を応答低減量と定義している。図より、振動台加速度の増加、並びに振れ止め装置の塑性変形量が大きくなることに伴って、ひずみ値の低減量が大きくなることが分かる。レベル1、レベル2加振時における柱のひずみは、設計上の弾性限界と推定された柱のひずみ値(1400×10^{-6} 程度)以下の弾性域内にあり、支持構造の健全性を確認できた。

図4.3.41(a)及び(b)に、1段A1及び1段A2試験の場合の支持構造の重心位置変位と振動台加速度の関係を示す。上述したひずみ応答低減量の説明と同様に、振動台加速度の増加、並びに振れ止め装置の塑性変形量が大きくなることに伴って、支持構造の重心位置変位の低減量が大きくなることが分かる。

図4.3.42(a)及び(b)に、1段B1及び1段B2試験の場合の支持構造の柱のひずみと振動台加速度の関係を示す。図より、振動台加速度の増加、並びに振れ止め装置の塑性変形量が大きくなることに伴って、ひずみ値の低減量が大きくなることが分かる。レベル1、レベル2加振時における柱のひずみは、設計上の弾性限界と推定された柱のひずみ値(1400×10^{-6} 程度)以下の弾性域内にあり、支持構造の健全性を確認できた。

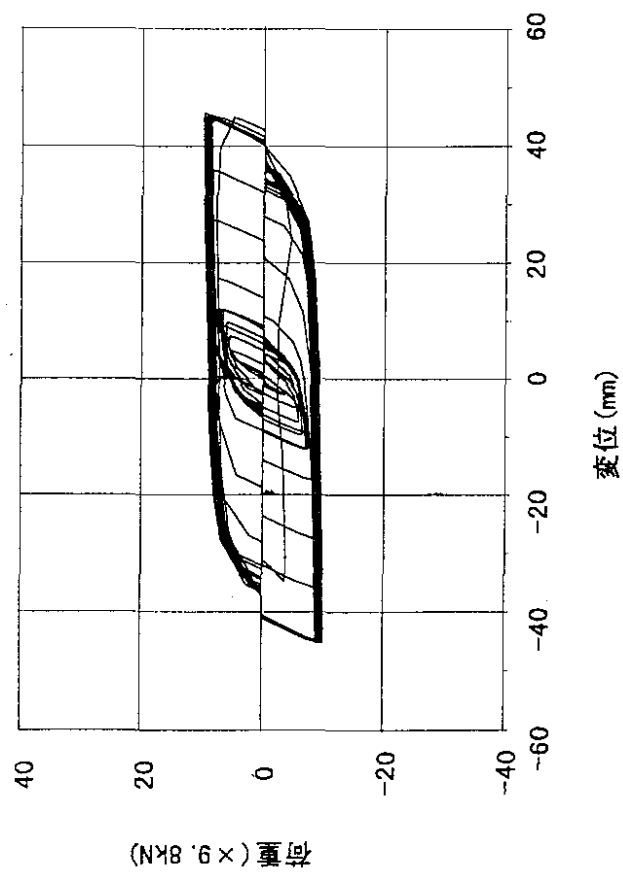
図4.3.43(a)及び(b)に、1段B1及び1段B2試験の場合の支持構造の重心位置変位と振動台加速度の関係を示す。上述したひずみ応答低減量の説明と同様に、振動台加速度の増加、並びに振れ止め装置の塑性変形量が大きくなることに伴って、支持構造の重心位置変位の低減量が大きくなることが分かる。

図4.3.44(a)及び(b)に1段A1、A2試験及び1段B1、B2試験の場合の支持構造の柱のひずみと振動台加速度の関係を示す。(a)図から、弾性設計であるA2より、弾塑性設計であるA1によるひずみ応答低減量が大きいことが分かる。同様に(b)図から、弾性設計であるB2より、弾塑性設計であるB1によるひずみ応答低減量が大きいことが分かる。

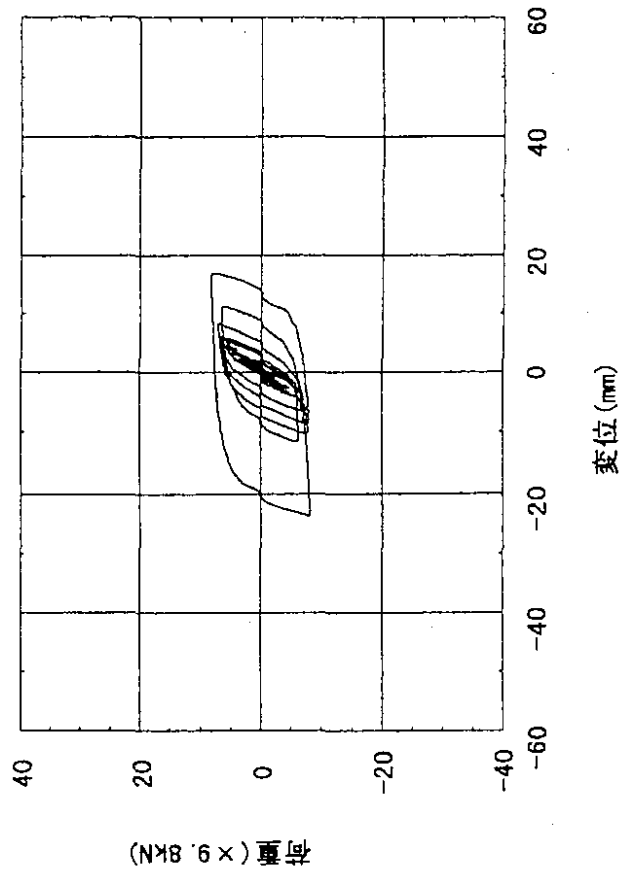
図4.3.45(a)及び(b)に1段A1、A2試験及び1段B1、B2試験の場合の支持構造の重心位置変位と振動台加速度の関係を示す。(a)図から、弾性設計であるA2より、弾塑性設計であるA1による変位応答低減量が大きいことが分かる。同様に(b)図から、弾性設計であるB2より、弾塑性設計であるB1による変位応答低減量が大きいことが分かる。

以上より、振れ止め装置を重心位置に1段取り付け、その剛性をパラメータとして全体系

試験を行った結果、剛な場合も柔な場合も振れ止め装置が弾性の場合と比べ支持構造の応答を低減し、支持構造が地震時に損傷（塑性変形）しないことを確認した。また、振れ止め装置が剛の場合に比べて、柔の場合の支持構造の応答低減量が大きいことから、制振装置としての振れ止め装置の有効性を実験的に把握した。

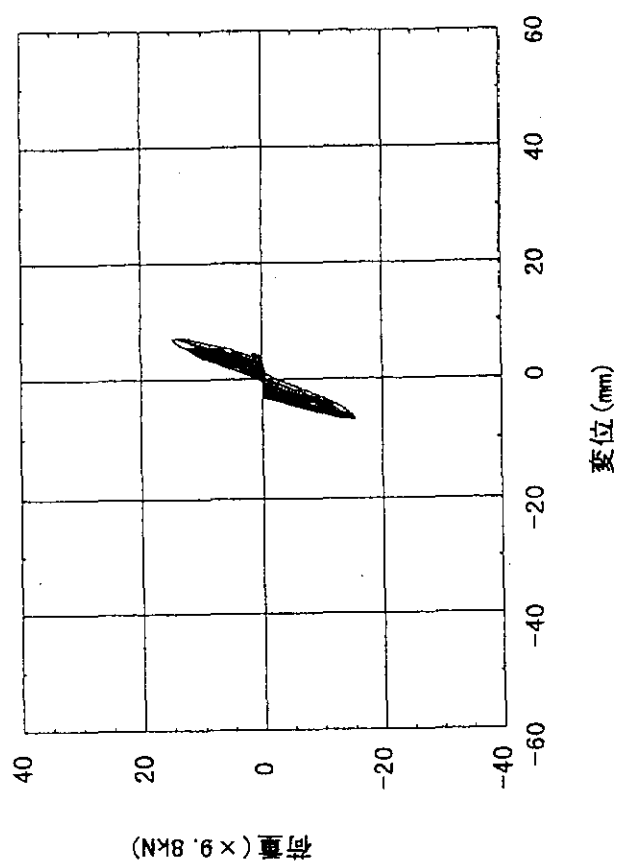


(a) 要素試験 (レベル 2 相当正弦波)

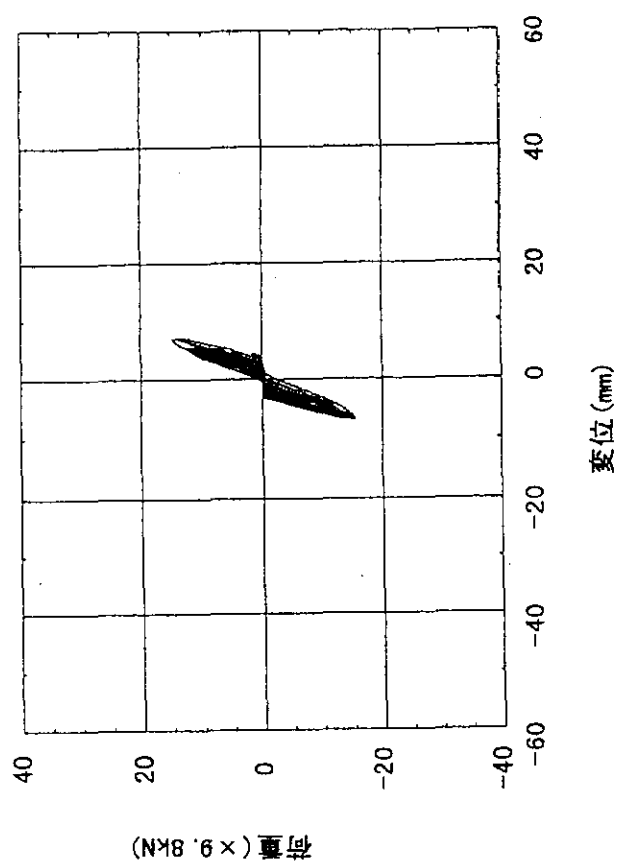


(b) 全体系試験 (Taft 波レベル 2)

図4.3.36 「1段AI」 振れ止め装置の荷重変位曲線の比較

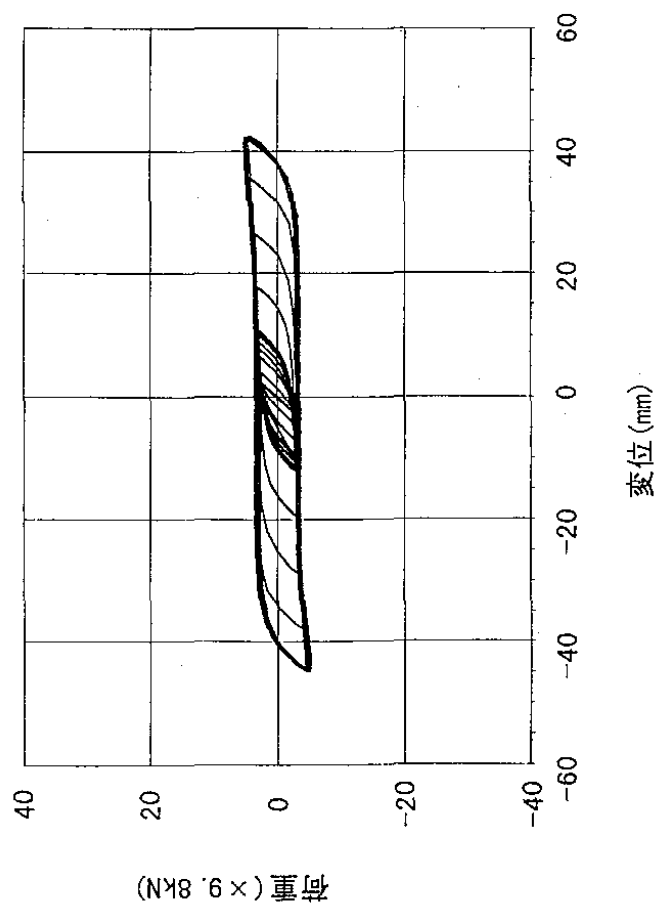


(a) 要素試験 (レベル 2 相当正弦波)

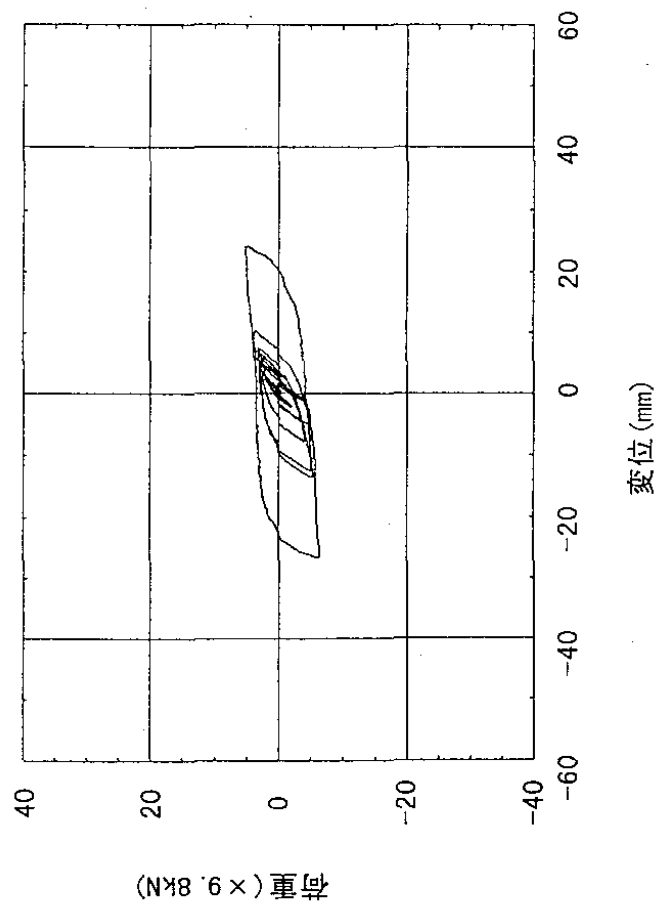


(b) 全体系試験 (Taft 波レベル 2)

図4.3.37 「1段A2」 振れ止め装置の荷重変位曲線の比較

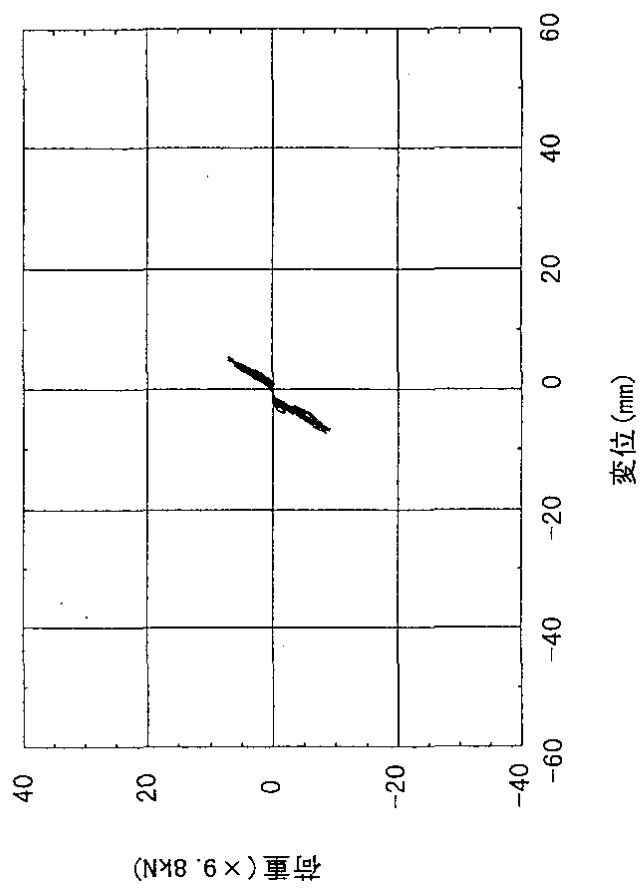


(a) 要素試験 (レベル 2 相当正弦波)

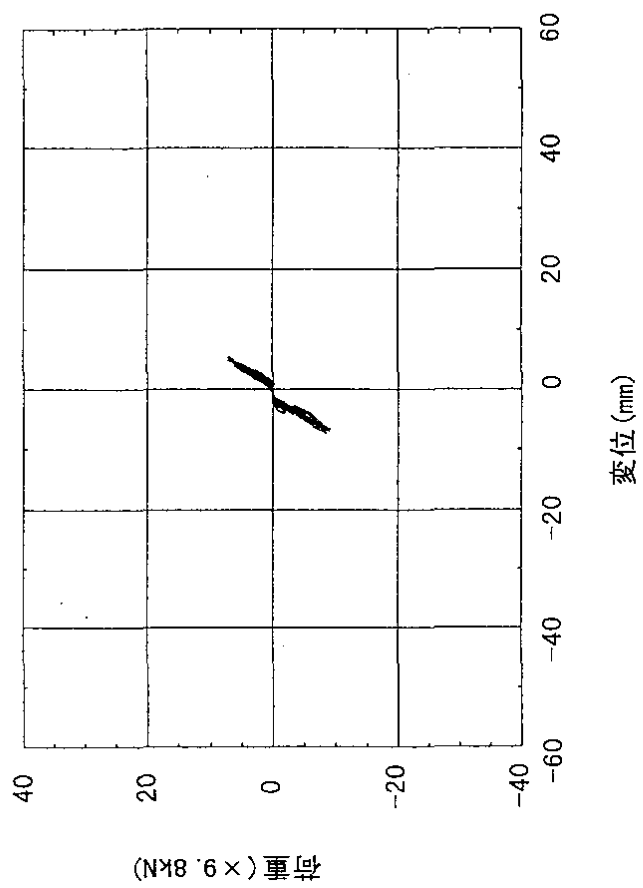


(b) 全体系試験 (Taft 波レベル 2)

図 4. 3. 38 「1 段 BI」 振れ止め装置の荷重変位曲線の比較



(a) 要素試験 (レベル 2 相当正弦波)



(b) 全体系試験 (Taft 波レベル 2)

図4.3.39 「1段B2」 振れ止め装置の荷重変位曲線の比較

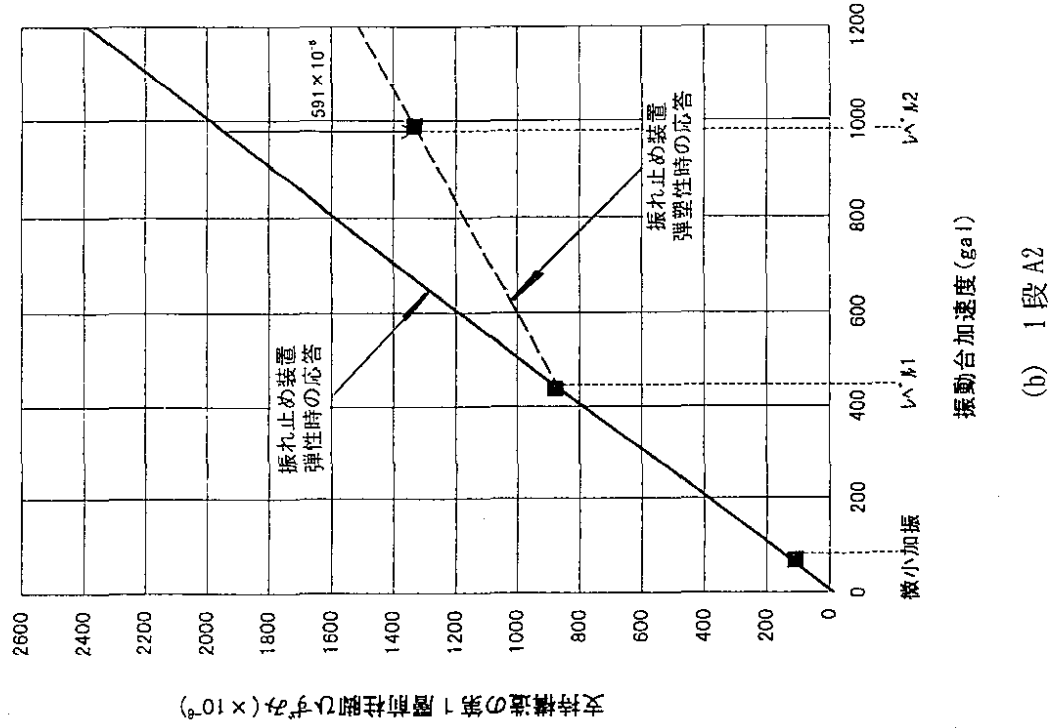
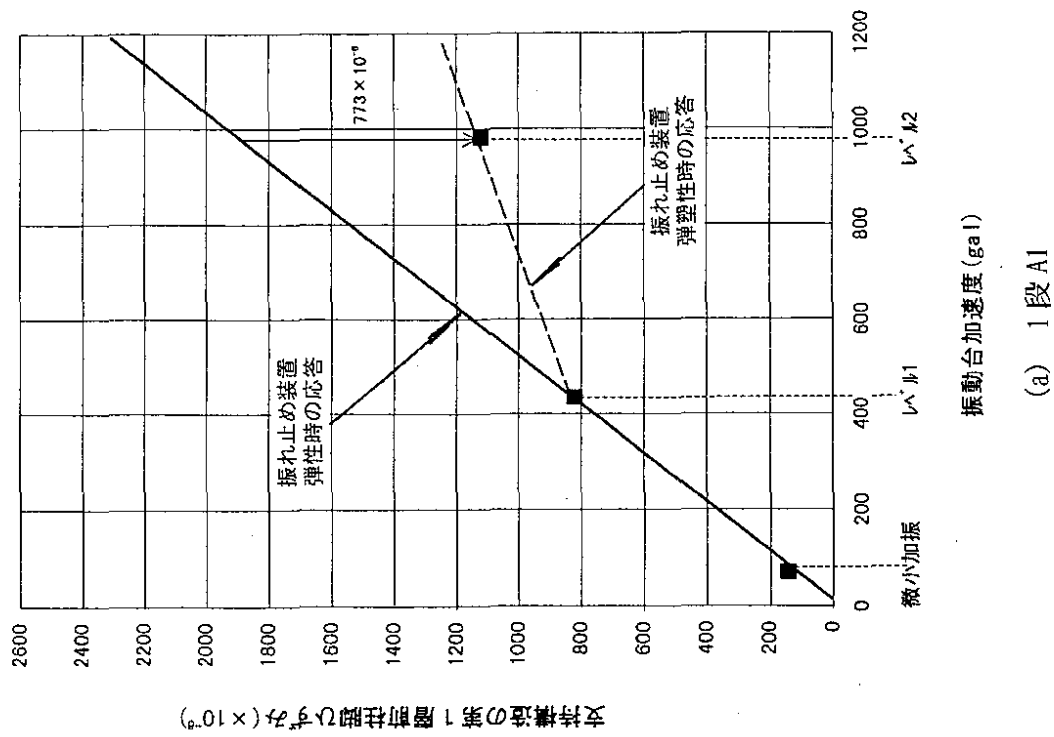
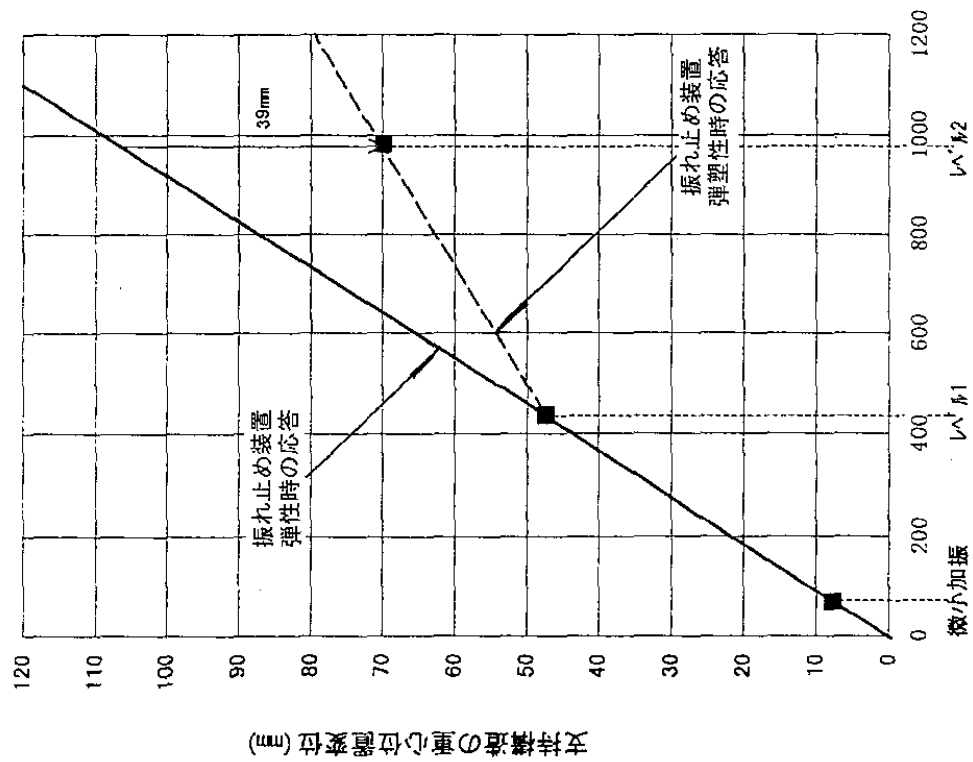
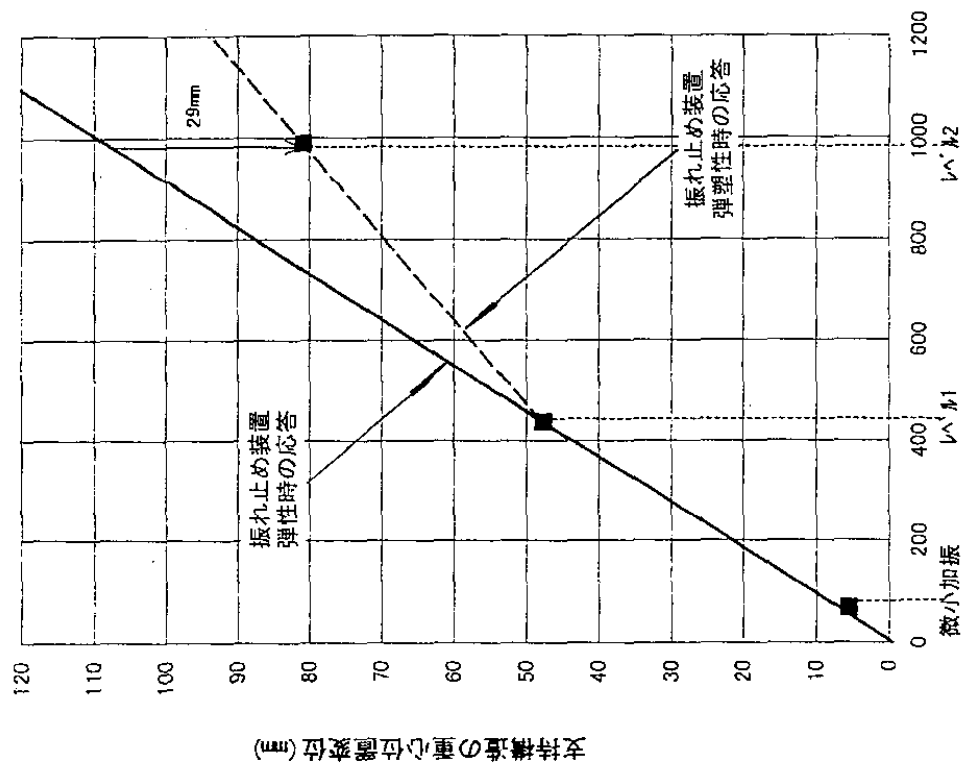


図4.3.40 振動台加速度と支持構造の第1層前柱脚ひずみの関係 (Taft波)

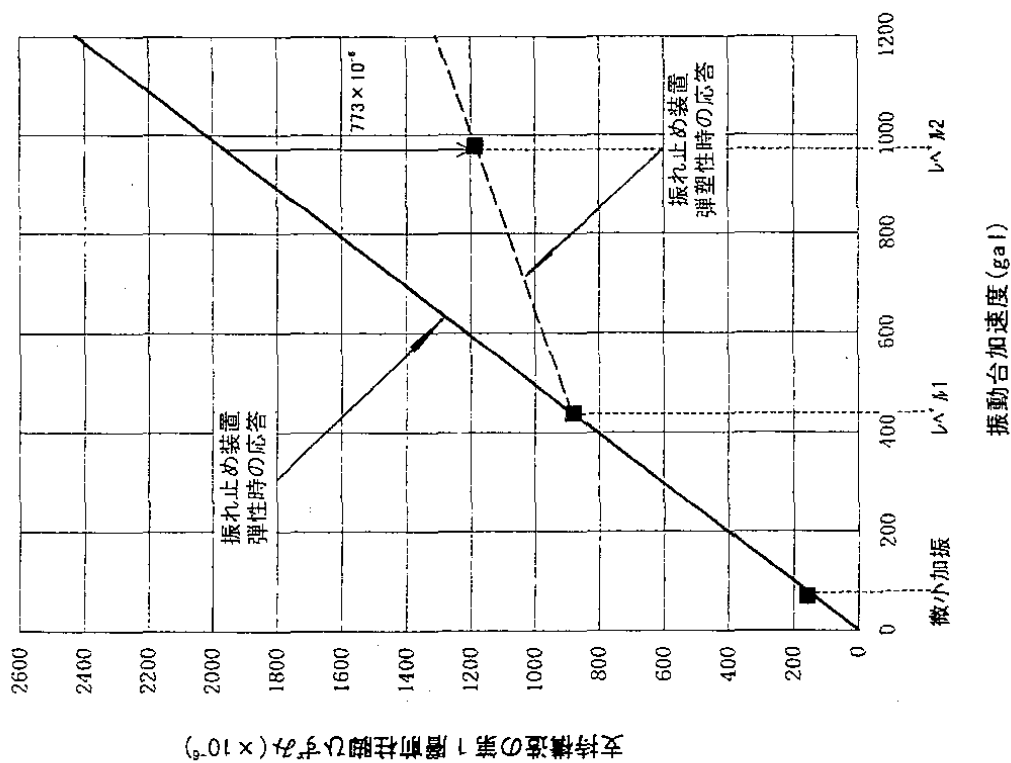


(a) 1段 A1

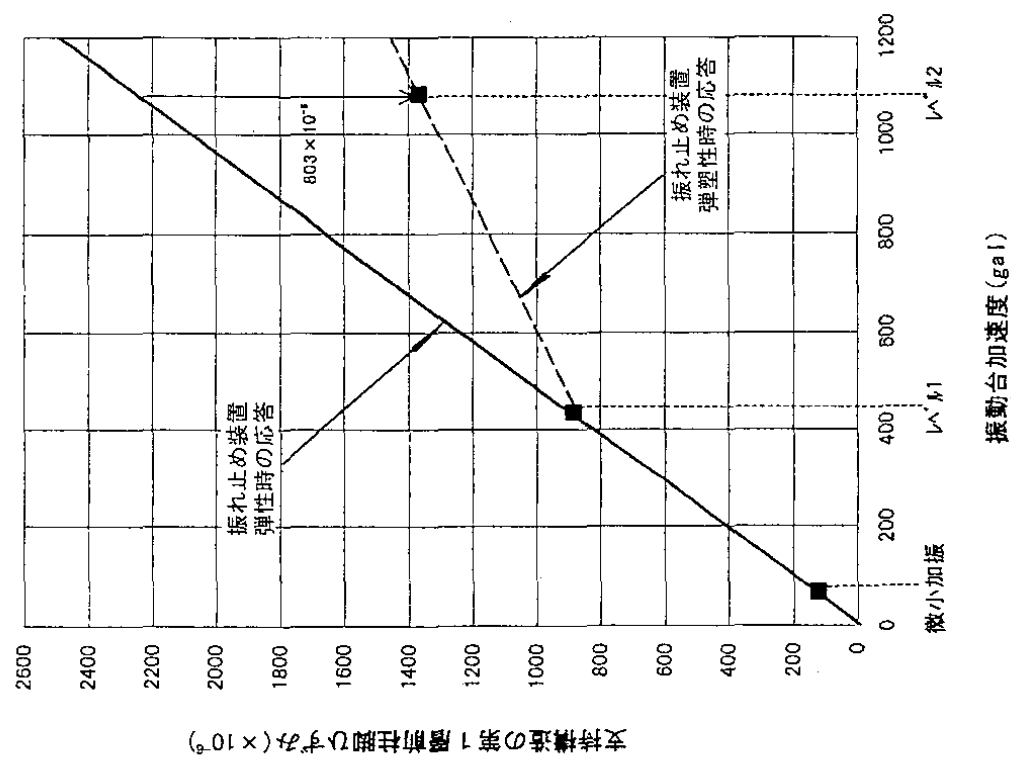


(b) 1段 A2

図4.3.41 振動台加速度と支持構造の重心位置変位の関係 (Taft波)

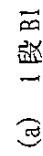
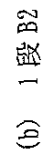


(a) 1 段 B1



(b) 1 段 B2

図4.3.42 振動台加速度と支持構造の第1層前柱脚ひずみの関係 (Taft波)



- 4-117 -

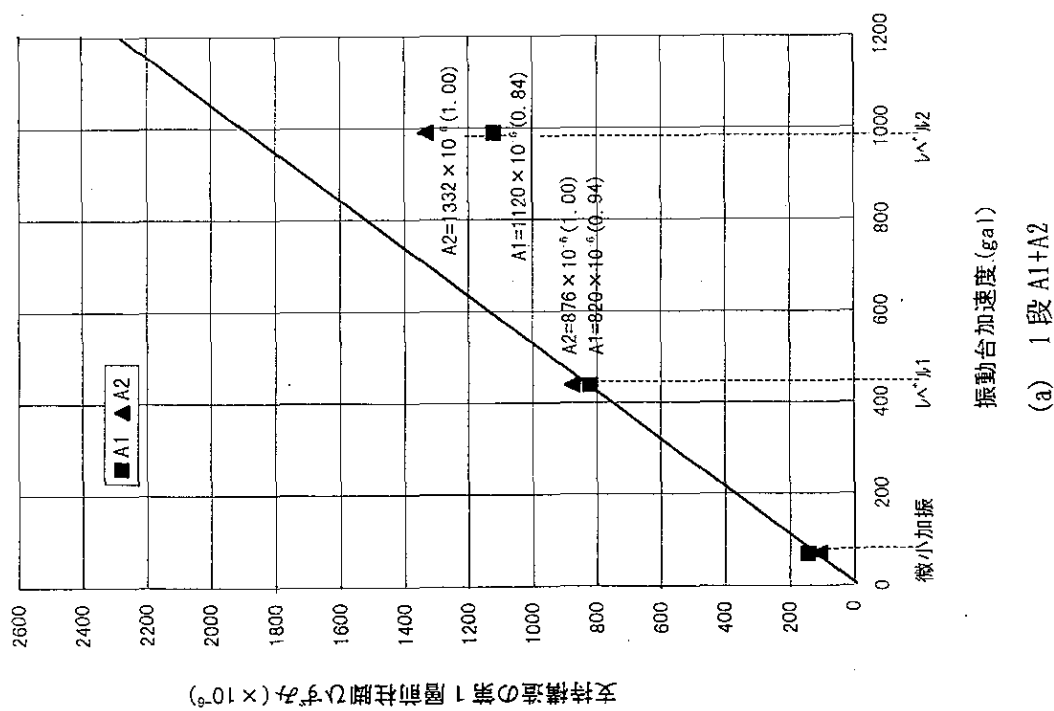
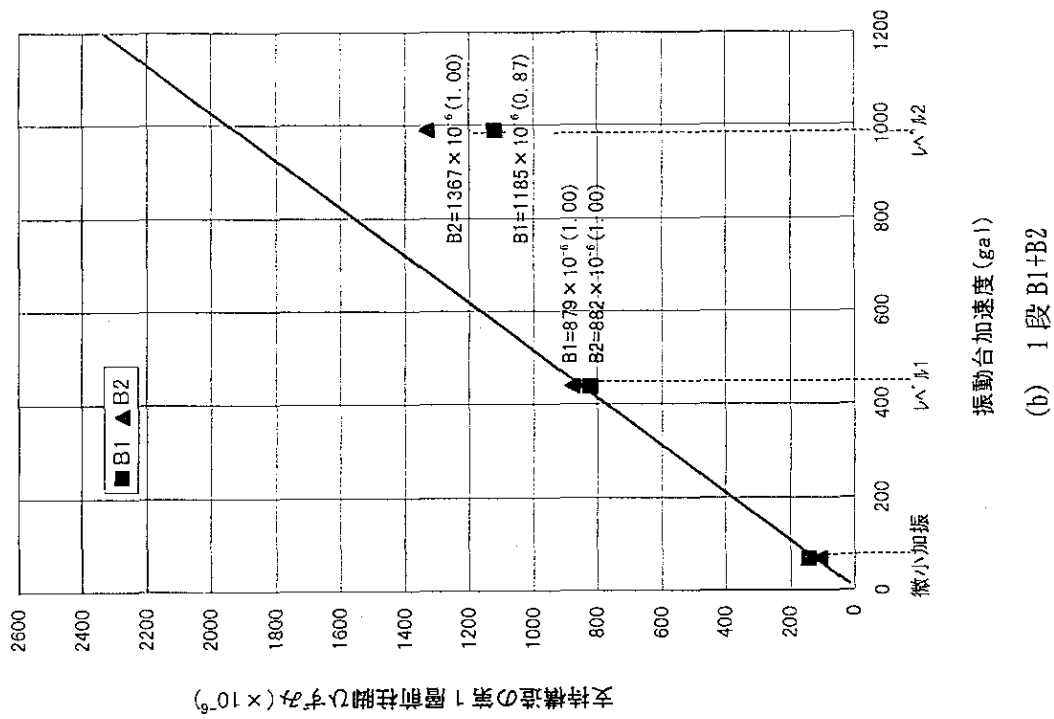
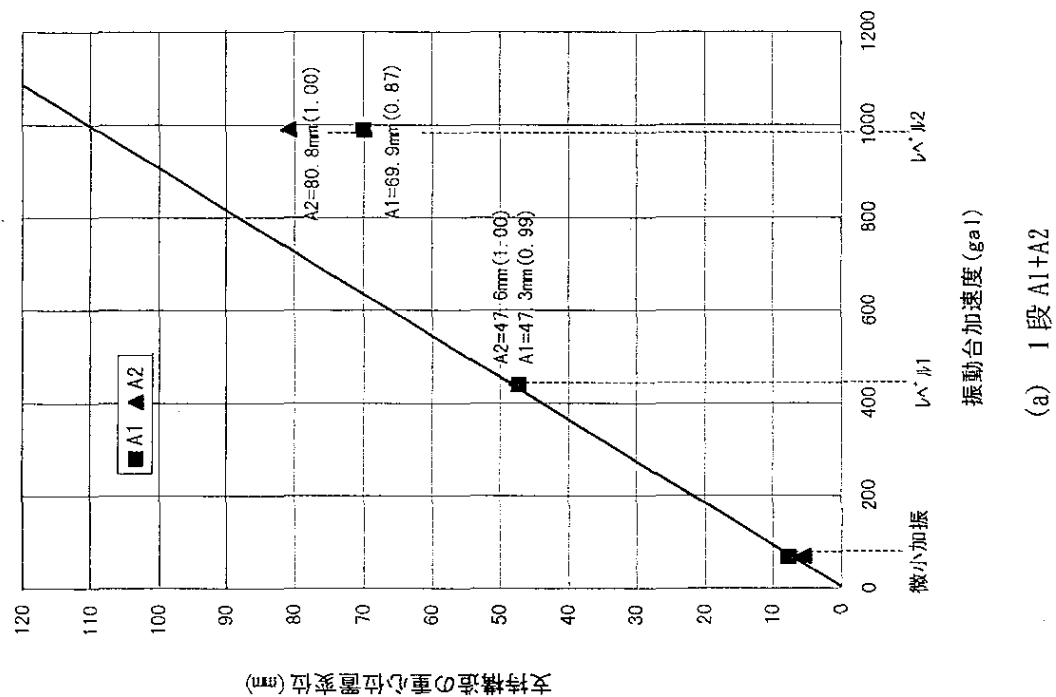
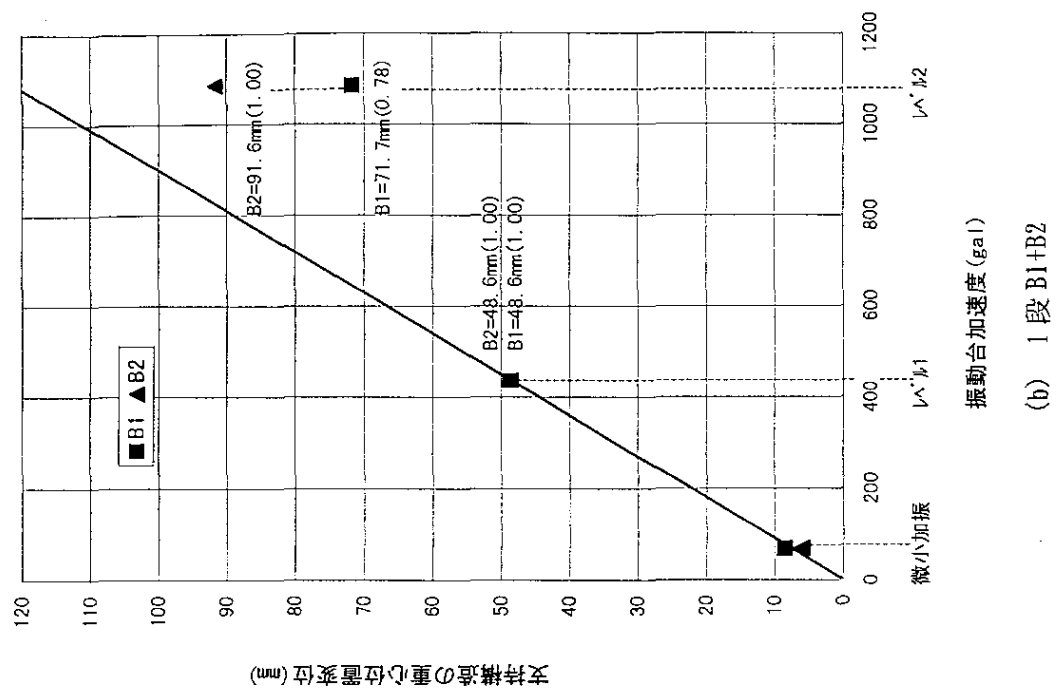


図4.3.44 振動台加速度と支持構造の第1層柱脚ひずみの関係 (Taft波)



(a) 1 段 A1+A2



(b) 1 段 B1+B2

図4.3.45 振動台加速度と支持構造の重心位置変位の関係 (Taft波)

(6) 振れ止め装置の累積塑性率

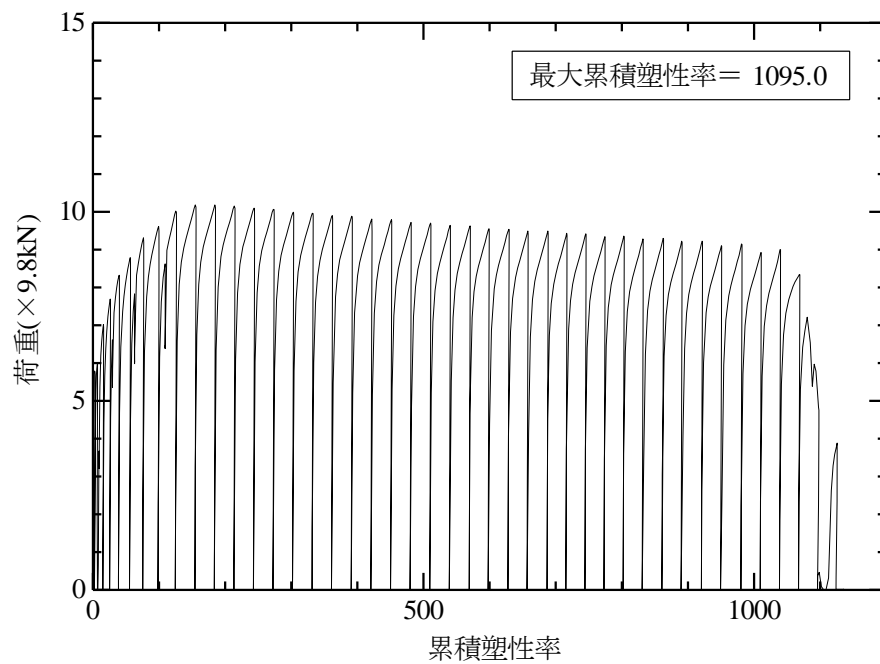
図4.3.46に要素試験及び全体系試験での1段A1試験における振れ止め装置の累積塑性率の比較を示す。なお(a)図に示す要素試験結果は、塑性率が20となる正弦波を載荷して得られた累積塑性率を示しており、(b)図に示す全体系試験結果は、Taft波のレベル2加振で得られた累積塑性率を示している。図より、全体系試験における最大累積塑性率は要素試験での値の1/8程度と小さいことから、Taft波のレベル2加振に対する振れ止め装置の耐久性を確認することができた。

上述と同内容の累積塑性率の比較を、1段A1以外の振れ止め装置で実施した結果を4.3.47～図4.3.49に示す。図4.3.47は、1段A2試験での比較結果であり、全体系試験の最大累積塑性率は要素試験の1/17程度となることを示している。

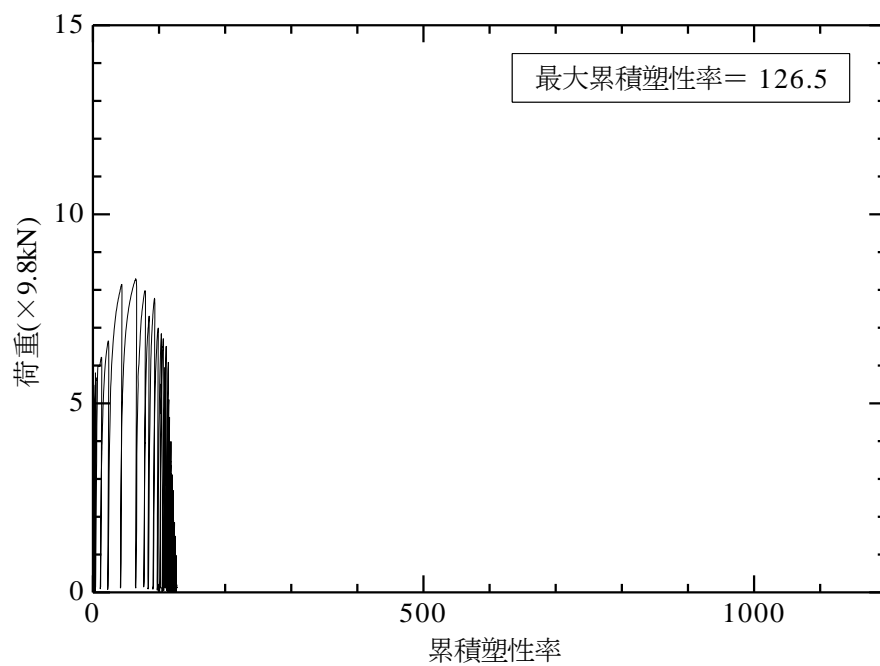
図4.3.48は、1段B1試験での結果である。本図(a)に示す要素試験による累積塑性率において、荷重の一部が $6 \times 9.8\text{kN}$ 以上になる現象は、プレートの曲げ変形が大きくなることによって加力部材とプレート支持板との接触点に変形とともに移動し、その接触点に摩擦力が発生することからプレートの曲げ変形以外の荷重が作用するために起きる現象である。なお、このように荷重の一部が $6 \times 9.8\text{kN}$ 以上になる部分は累積塑性率に影響を与えていない。一方、図4.3.48(b)に示す全体系試験による累積塑性率においても、荷重の一部が大きくなる現象がみられるが、この現象は要素試験の場合と同様である。本図より、全体系試験の最大累積塑性率は要素試験での1/11程度であることが分かった。

図4.3.49は、1段B2試験での場合であり、全体系試験の最大累積塑性率は要素試験での1/12程度となることを示している。以上より、1段A2、1段B1及び1段B2試験の場合も、1段A1試験と同様にTaft波のレベル2加振に対する振れ止め装置の耐久性を確認することができた。

以上より、振れ止め装置を重心位置1段に取り付けた全体系試験において、レベル2加振時に振れ止め装置が破断せず機能することを確認した。また、1段A1の場合、要素試験時に把握した振れ止め装置破断時の最大累積塑性率(1095.0)に対して、全体系試験における最大累積塑性率は、1割程度の値(126.5)にとどまり、振れ止め装置は十分な耐久性を有していることが分かった。

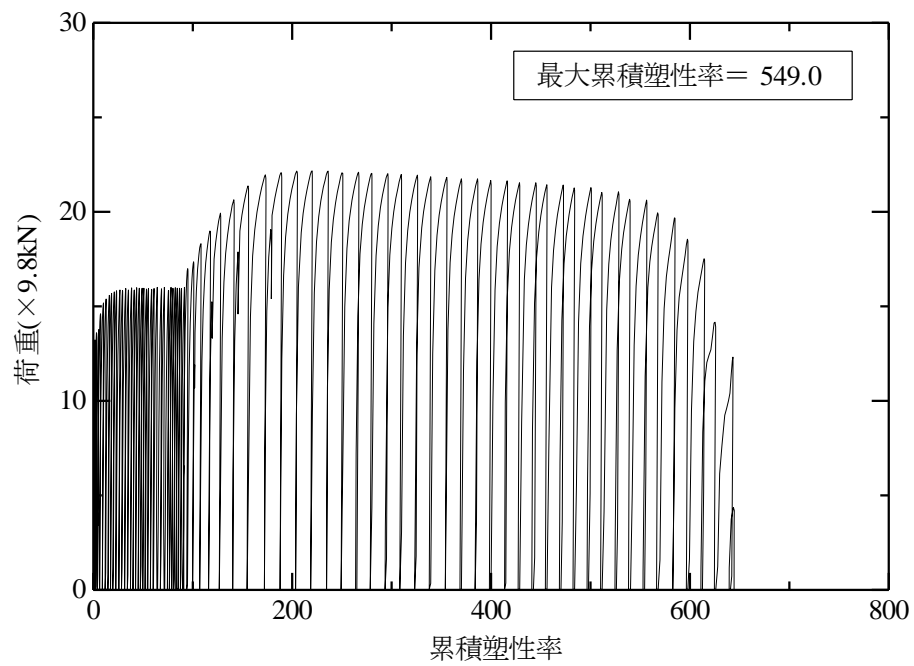


(a) 要素試験 (レベル2相当加力時)

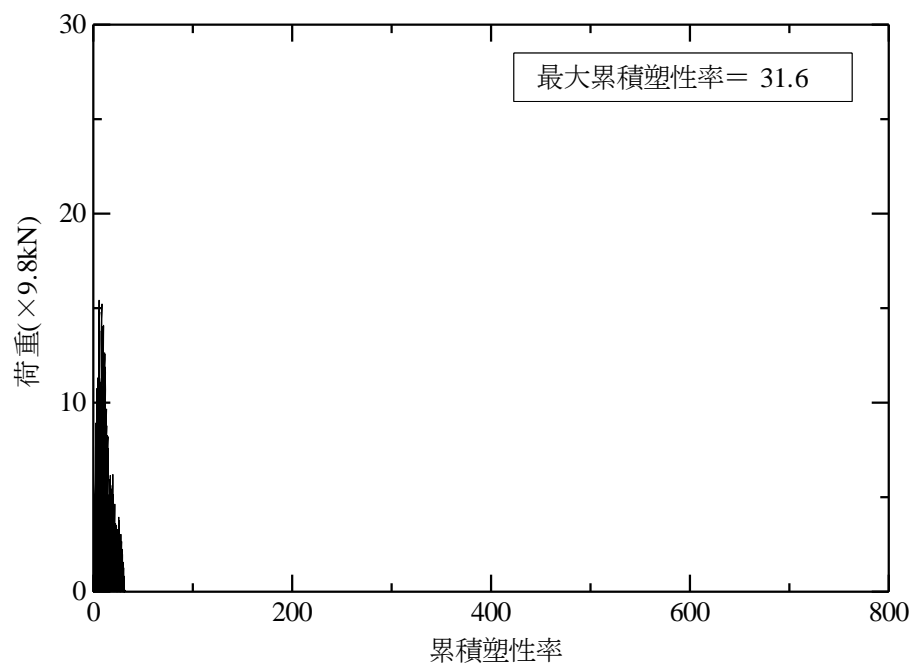


(b) 全体系試験 (Taft レベル2)

図4.3.46 要素試験及び全体系試験による振れ止め装置の累積塑性率 (1段A1)

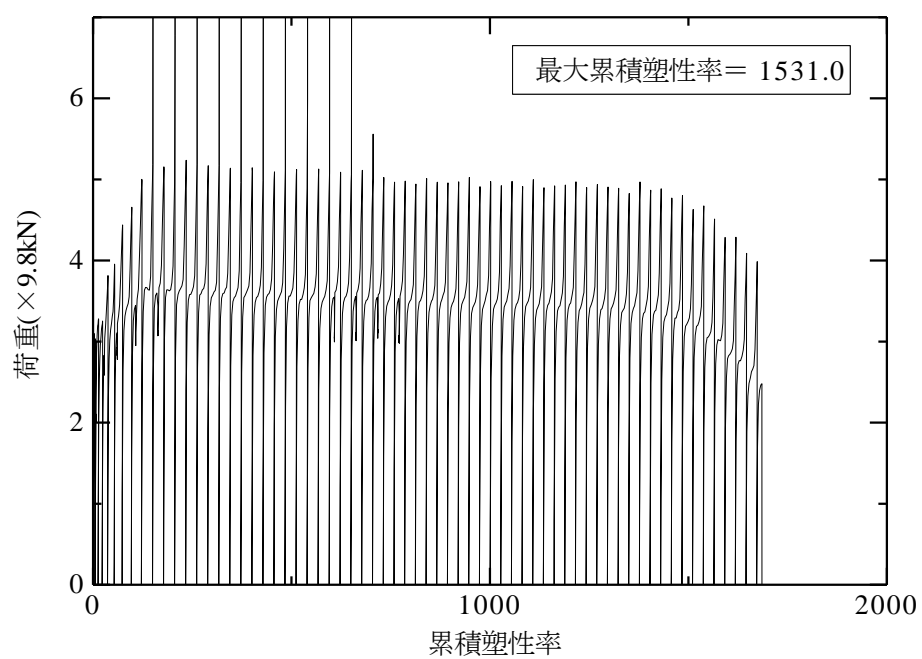


(a) 要素試験 (レベル2相当加力時)

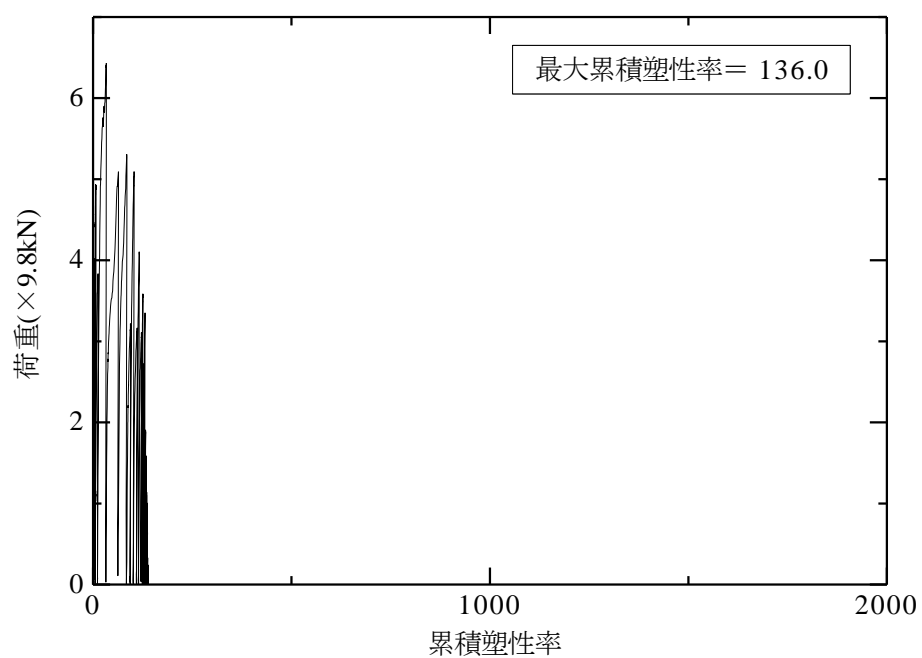


(b) 全体系試験 (Taft レベル2)

図4.3.47 要素試験及び全体系試験による振れ止め装置の累積塑性率 (1段A2)

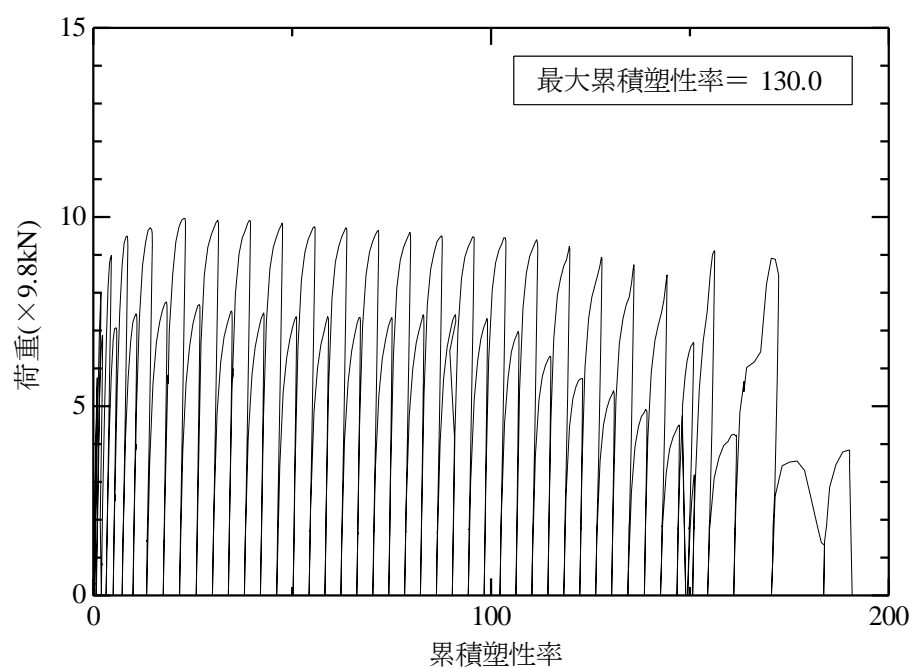


(a) 要素試験 (レベル2相当加力時)

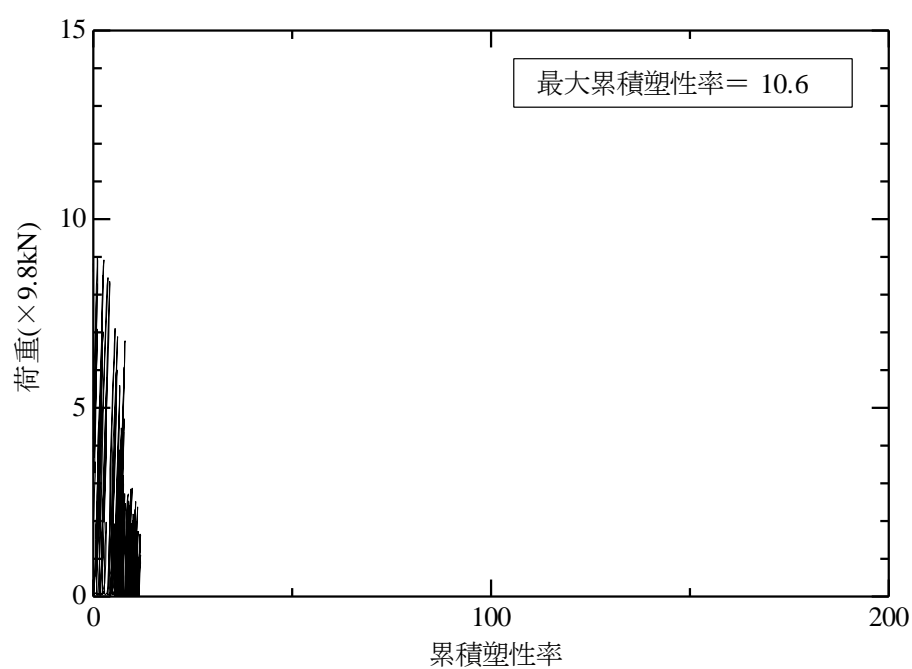


(b) 全体系試験 (Taft レベル2)

図4.3.48 要素試験及び全体系試験による振れ止め装置の累積塑性率 (1段B1)



(a) 要素試験 (レベル2相当加力時)



(b) 全体系試験 (Taftレベル2)

図4.3.49 要素試験及び全体系試験による振れ止め装置の累積塑性率 (1段B2)

3. 7. 3 3段試験結果

(1) 3段試験結果のまとめ

表4. 3. 10に、質量比例分布型及び適正化剛性分布型振れ止め装置についての3段試験結果のまとめを示す。

各振れ止め装置装着時の全体系試験体減衰に着目すると、2種とも2%より小さい値となっている。全ケースを通して振動台への入力3. 7. 1で述べたように減衰2%時の入力を設定している。したがって、3段試験における振動台入力は減衰2%設定時より大きめとなっており、実証波としての条件を満たしていることが分かる。

3段試験における各振れ止め装置装着時の試験体の固有値(1次固有振動数)及び固有モード形(1次固有モード)に着目すると、振れ止め装置2種を通して、ほぼ同じであることが分かる。具体的には、1次振動数は1. 8Hzとなっており、1次固有モードは支持構造の1次曲げ変形とボイラーの運動が同位相で励起する振動モードとなっていることが分かる。

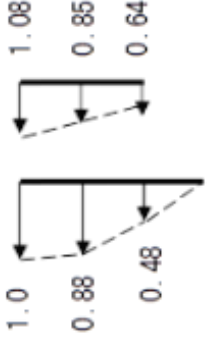
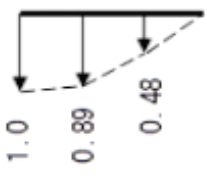
前掲の表4. 3. 5に1段試験による固有モードを示している。1段試験における1次固有モードも支持構造の1次曲げ変形とボイラーの運動が同位相で励起する振動モードであるが、1段試験と3段試験でのモードの違いは、ボイラーの運動にある。つまり、1段試験ではボイラーが並進運動しているのに対し、3段試験ではボイラーが鉛直軸に対して傾いた運動をする。具体的には、ボイラー上段、中段及び下段の振幅比が1. 1程度、0. 9程度及び0. 7程度となっている。

上述のような1段及び3段試験におけるモードの違いは、振れ止め装置の配置方法の違いに起因するものであり、このために支持構造からボイラーへの振動荷重の伝達のメカニズムが異なるためである。具体的に言えば、1段試験の場合は、重心位置に配置された1つの振れ止め装置で、支持構造からボイラーに荷重が伝達されるためにボイラーが並進運動する。これに対して3段試験の場合は、高さ方向に3段配置された振れ止め装置で、支持構造からボイラーに荷重が伝達される。したがって、支持構造の変形量が最も大きい上段では、振れ止め装置を介して最も大きくボイラーを振動させることになり、続いて中段、下段の順で支持構造がボイラーを振動させる量は小さくなる。

表4. 3. 10に示す質量比例分布型及び適正化剛性分布型振れ止め装置における支持構造応答量を比較した結果、支持構造の重心位置変位、1F層間変位、第1層(1F)の柱頭ひずみ及び柱脚ひずみの応答量は、質量比例型より適正化分布型の方が小さいことから、適正化分布型の方が支持構造の応答量を低減する効果があることを確認した。

上述の剛性分布を適正化した場合としない場合の結果の詳細説明は本項(4)及び(5)に譲る。

表4.3.10 3段試験結果

比較項目		A 1 質量比例分布型			A 1 適正化剛性分布型				
		スイープ	微小加振	レベル 1	レベル 2	スイープ	微小加振	レベル 1	レベル 2
振動性状	固有値	1.8Hz			1.8Hz				
	固有モード形								
	入力波	スイープ	Taft (EW)	Taft (EW)	Taft (EW)	スイープ	Taft (EW)	Taft (EW)	Taft (EW)
	減衰比 (ξ)	0.02	—	—	—	0.016	—	—	—
	入力レベル (gal)	10	65.7	437	992	9.6	75.9	440	992
支持構造応答	重心位置変位 (mm)	—	8.76	46.2	68.6	—	8.39	42.9	62.7
	1F層間変位 (mm)	—	5.05	22.3	34.2	—	4.63	21.6	30.7
	1F柱頭歪 (×10 ⁻⁶)	210	168	736	998	207	151	674	948
	1F柱脚歪 (×10 ⁻⁶)	233	184	844	1284	231	169	789	1195
振れ止め装置応答	上段のタイ反力 (×9.8kN)	1.29	0.71	2.86	3.18	1.37	0.81	1.55	1.97
	中段のタイ反力 (×9.8kN)	0.86	0.72	5.08	6.12	0.35	0.33	2.35	2.99
	下段のタイ反力 (×9.8kN)	3.1	1.56	4.09	4.75	2.97	1.59	3.44	3.87
	上段の最大相対変位 (mm)	1.62	1.29	3.07	4.46	2.13	2.23	4.51	13.3
	中段の最大相対変位 (mm)	1.53	1.29	3	6.25	1.74	2.09	5.43	23
	下段の最大相対変位 (mm)	1.74	1.62	17.7	31.2	2.46	2.38	18.5	32.3

(2) スイープ試験による伝達関数と固有モード

図4.3.3(a)に3段試験における加速度計配置を示している。3段質量A1試験における振動台上加速度(5X)に対する支持構造の左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数を図4.3.50(a)に示す。本図より、左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数は重なっていることから、支持構造を構成する左右の柱の挙動が同じであり、試験体にねじれ振動が生じていないことを確認した。

次に、(b)図から1.8Hzの他、高周波数帯域成分が卓越していることが分かる。本図中の1次周波数が卓越する時間帯におけるスイープ試験による時刻歴波形を図4.3.51に示す。本図に着目すると、振れ止め装置のガタの影響により1次周波数(1.8Hz)以外の高周波成分が生じていることが分かる。

上述のスイープ試験で得られた1次固有振動数と1次固有モードを表4.3.11に示す。なお本表には、事後解析で得られた固有振動数と固有モードも示す。事後解析による1次のモードは、スイープ試験によるモードとよく一致している。

3段適正A1試験における振動台上加速度(5X)に対する支持構造の左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数を図4.3.52(a)に示す。本図より、左側柱頂部の加速度(4x)と右側柱頂部の加速度(12x)の伝達関数は重なっていることから、支持構造を構成する左右の柱の挙動が同じであり、試験体にねじれ振動が生じていないことを確認した。

次に、(b)図から1.8Hzの他、高周波数帯域成分が卓越していることが分かる。本図中の1次周波数が卓越する時間帯におけるスイープ試験による時刻歴波形を図4.3.53に示す。本図に着目すると、振れ止め装置のガタの影響により1次周波数(1.8Hz)以外の高周波成分が生じていることが分かる。

上述のスイープ試験で得られた1次固有振動数と1次固有モードを表4.3.12に示す。なお本表には、事後解析で得られた固有振動数と固有モードも示す。事後解析による1次のモードは、スイープ試験によるモードとよく一致している。

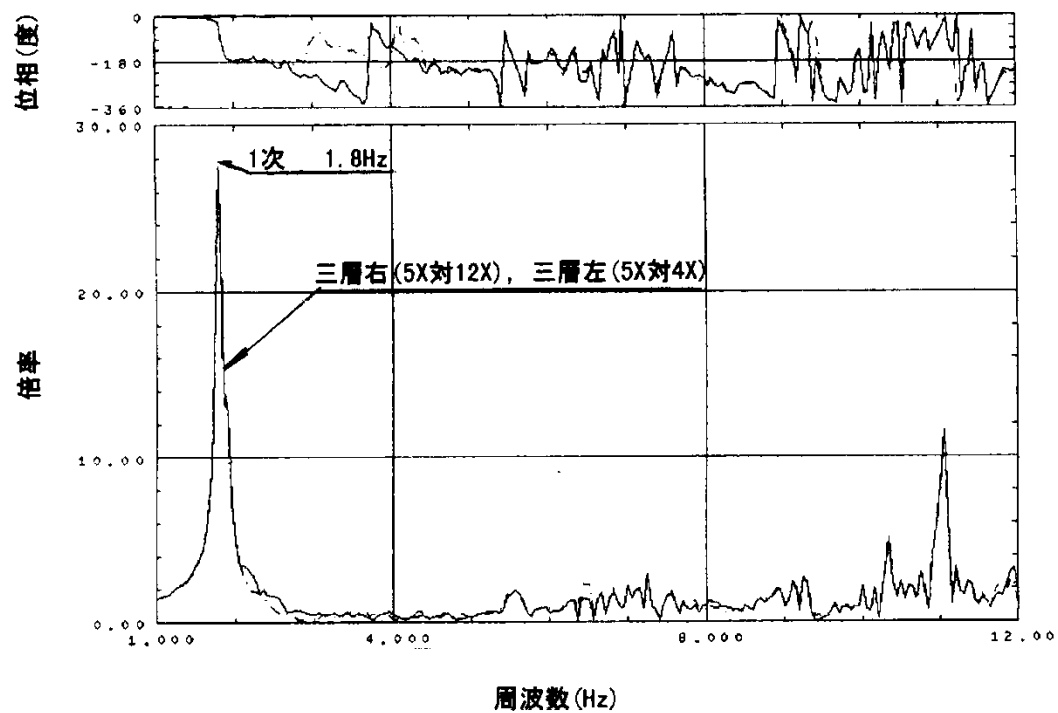
(3) 支持構造及び振れ止め装置の時刻歴応答波形

3段質量A1試験における支持構造及び振れ止め装置の時刻歴波形を、図4. 3. 54～図4. 3. 57に示す。図4. 3. 54(a)はTaft波のレベル1加振の場合の支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形を、図4. 3. 54(b)は支持構造各層の変位の時刻歴波形を、図4. 3. 55(a)は支持構造各層の加速度時刻歴波形を、図4. 3. 55(b)は振れ止め装置の変位とリンクひずみを示す。リンクひずみは振れ止め装置反力に比例する。

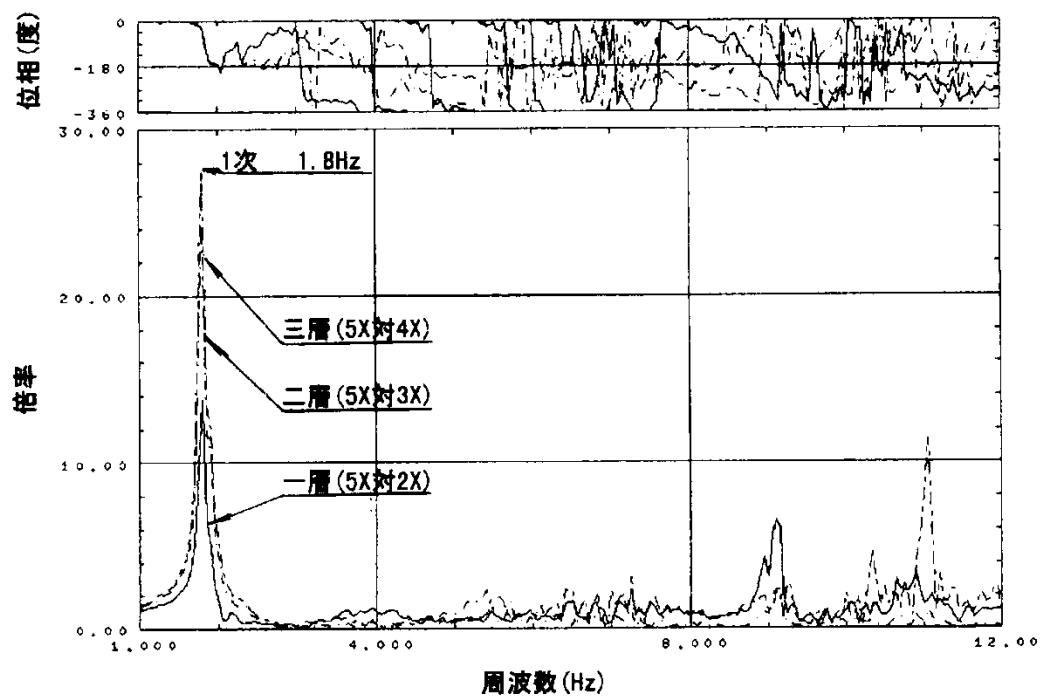
図4. 3. 56(a)はTaft波のレベル2加振の場合の支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形を、図4. 3. 56(b)は支持構造各層の変位の時刻歴波形を、図4. 3. 57(a)は支持構造各層の加速度時刻歴波形を、図4. 3. 57(b)は振れ止め装置の変位とリンクひずみを示す。リンクひずみは振れ止め装置反力に比例する。

3段適正A1試験における支持構造及び振れ止め装置の時刻歴波形を、図4. 3. 58～図4. 3. 61に示す。なおこれらの4つの図の順番と内容は、上述した3段質量A1試験でのものと同じである。

上述した3段質量A1, 3段適正A1試験の場合も、前述した1段試験の場合と同様に、支持構造の加速度時刻歴波形に、高周波振動成分が増幅する部分が見られる。この加速度波形における高周波成分は、振れ止め装置のガタに起因する衝突によってボイラーと支持構造に生じるものであり、試験体の減衰定数が2%程度と小さいことが、この加速度の高周波成分を増幅させる原因になっている。これに対して実機減衰は5%であり、減衰5%の場合は上述の加速度波形における高周波振動成分が発生しない。また、全体系試験で実測した支持構造の変位及びひずみの時刻歴波形には、上記の高周波振動成分が見られないことから、実設計における変形や応力の検討には問題ない。



(a) 支持構造頂部の加速度の伝達関数



(b) 支持構造各層の加速度の伝達関数

図4.3.50 振動台加速度に対する支持構造加速度の伝達関数(3段質量A1)

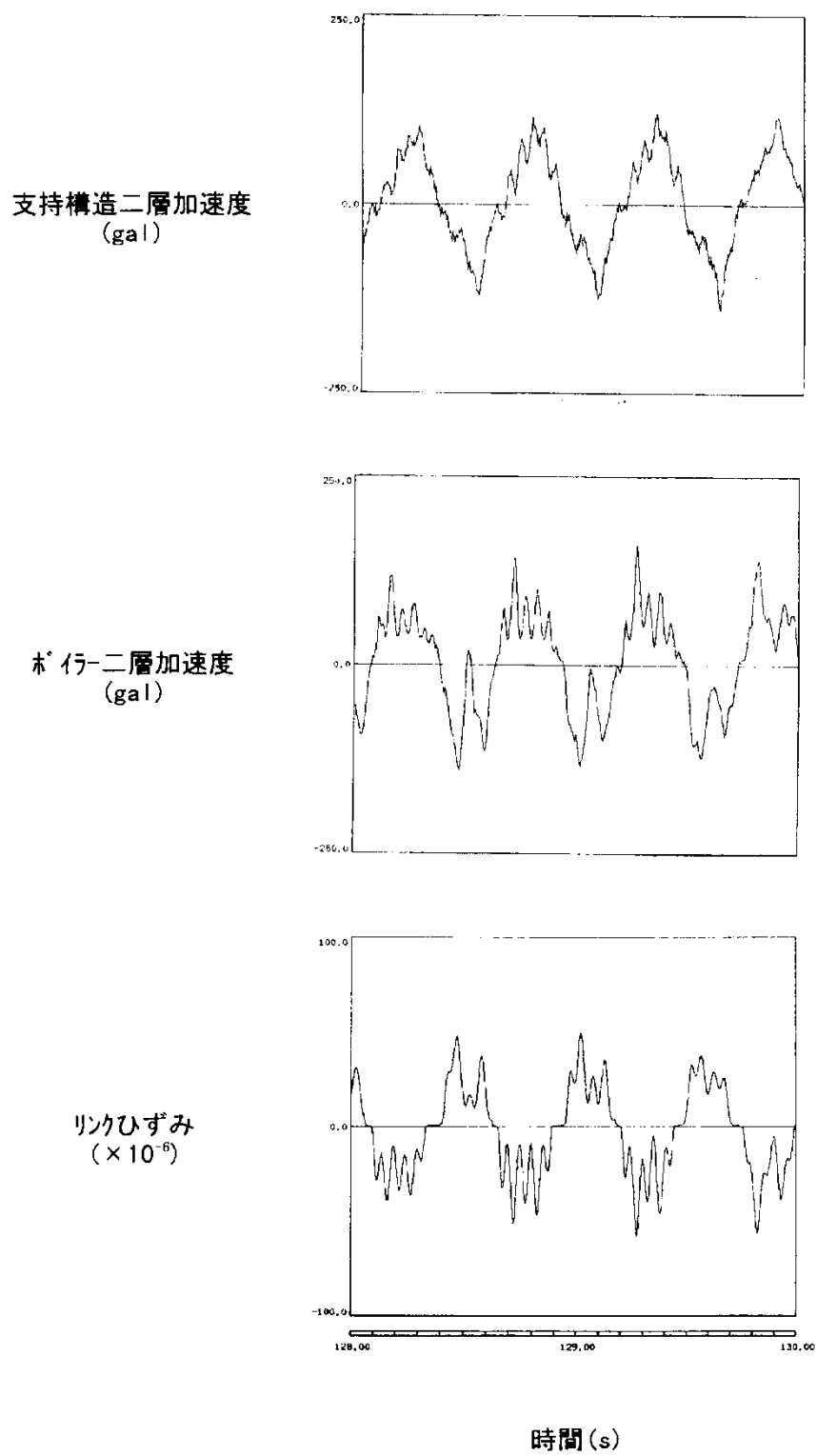
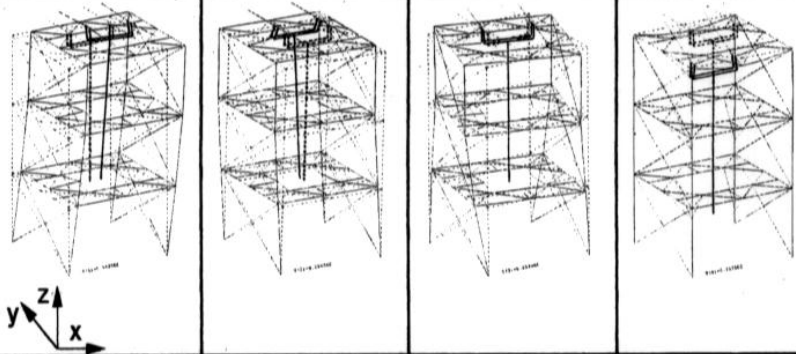
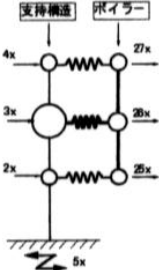
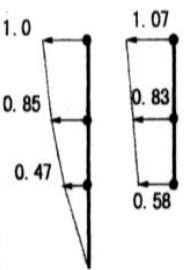
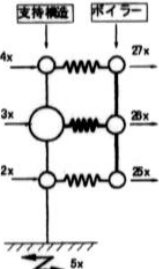
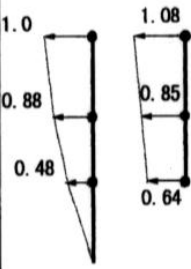
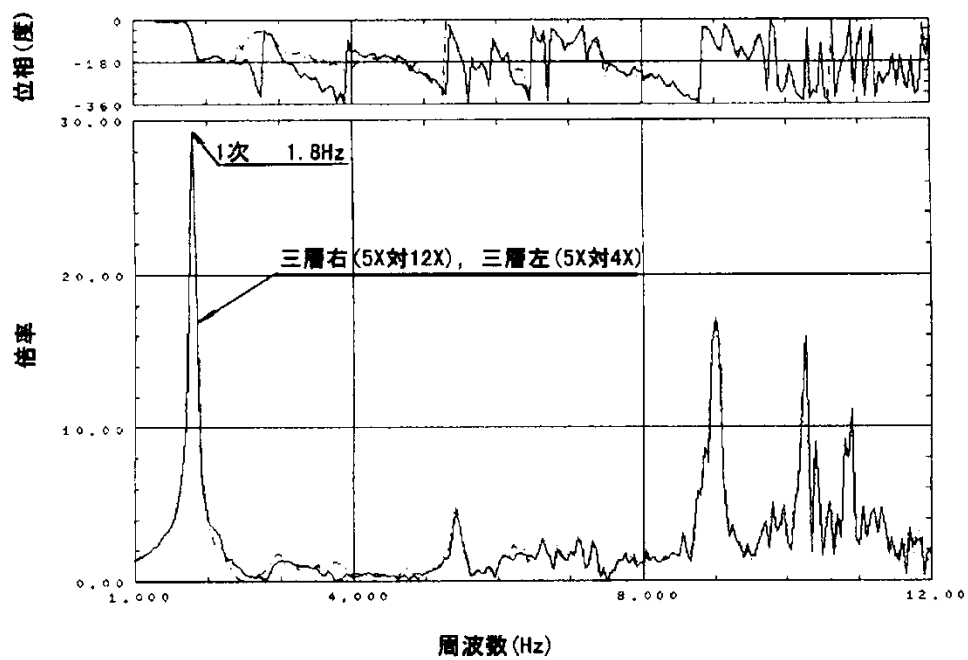


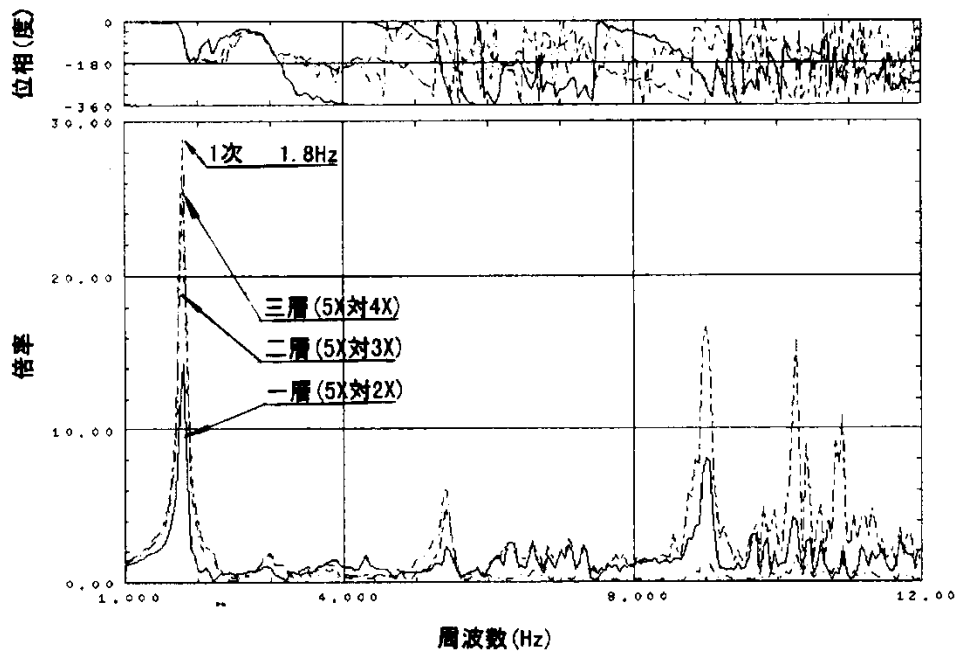
図4.3.51 スイープによる1次モード卓越部の時刻歴波形(3段質量A1)

表4.3.11 スイープ試験と事後解析による固有モード比較(3段質量A1)

事後解析結果	モード次数	1	2	3	4
	固有振動数	1.84Hz	3.57Hz	3.86Hz	6.55Hz
	刺激係数	加振軸方向(x)	0.992	0	0
		加振軸垂直方向(y)	0	0.964	0
		鉛直方向(z)	0.008	0	0.022
事後解析結果	固有モード (3次元表示)				
	固有モード(x方向)	<div> <div>  </div> <div> <p>支持構造 ボイラ</p>  </div> </div>			
スイープ試験結果	モード次数	1			
	固有振動数	1.8Hz			
	固有モード(x方向)	<div> <div>  </div> <div> <p>支持構造 ボイラ</p>  </div> </div>			



(a) 支持構造頂部の加速度の伝達関数



(b) 支持構造各層の加速度の伝達関数

図4.3.52 振動台加速度に対する支持構造加速度の伝達関数(3段適正A1)

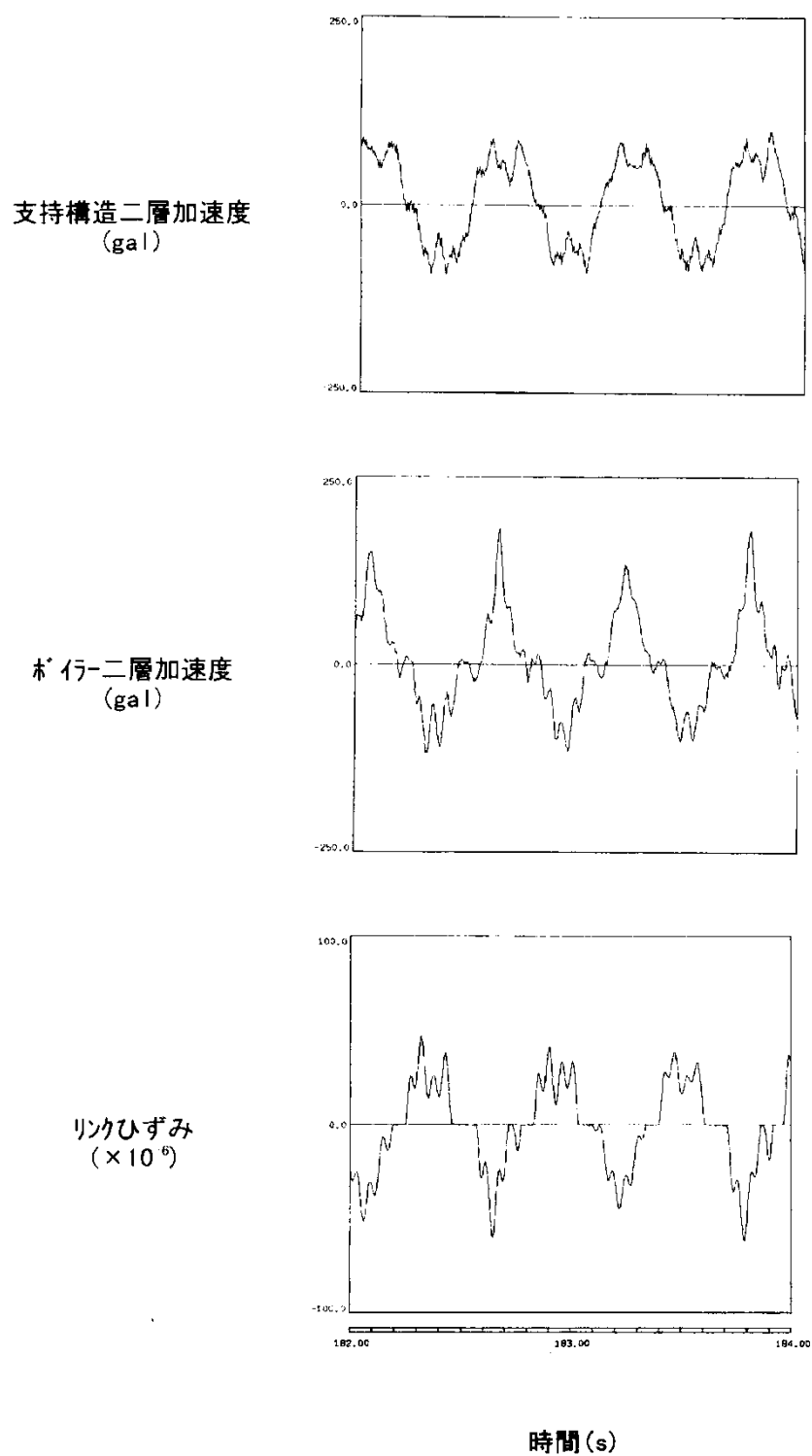
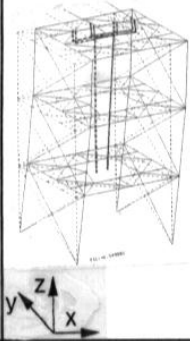
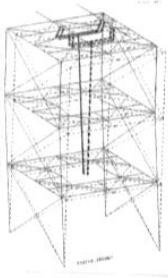
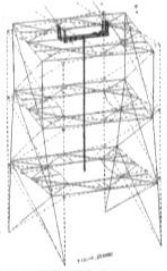
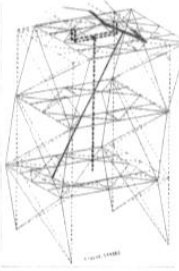
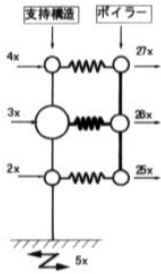
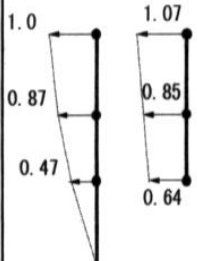
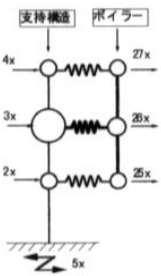
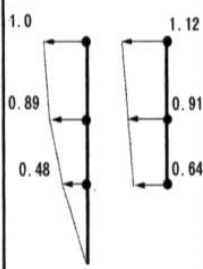


図4.3.53 スイープによる1次モード卓越部の時刻歴波形(3段適正A1)

表4. 3. 12 スイープ試験と事後解析による固有モード比較(3段適正A1)

事後解析結果	モード次数		1	2	3	4
	固有振動数		1. 82Hz	3. 57Hz	3. 86Hz	6. 09Hz
	刺激係数	加振軸方向 (x)	0. 997	0	0	0. 017
		加振軸垂直方向 (y)	0	0. 964	0	0
		鉛直方向 (z)	0. 008	0	-0. 003	-0. 03
	固有モード (3次元表示)					
固有モード (x方向)		支持構造 ボイラー				
						

スイープ試験結果	モード次数		1			
	固有振動数		1. 8Hz			
	固有モード (x方向)		支持構造 ボイラー			
						

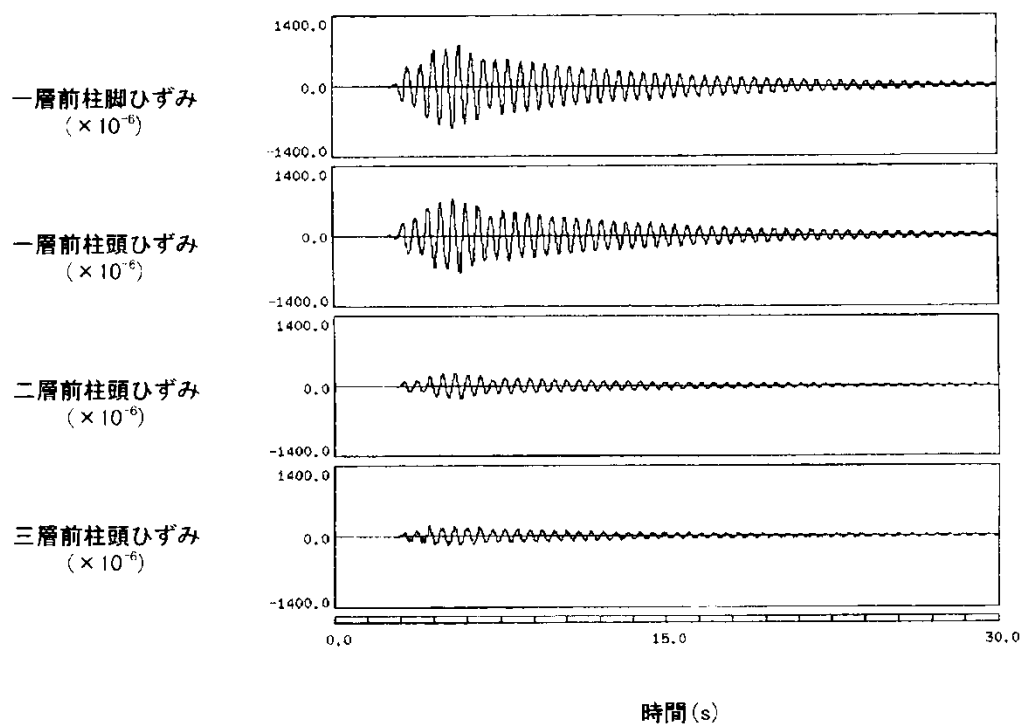


図4. 3. 54(a) 支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形(3段質量A1, Taft波レベル1)

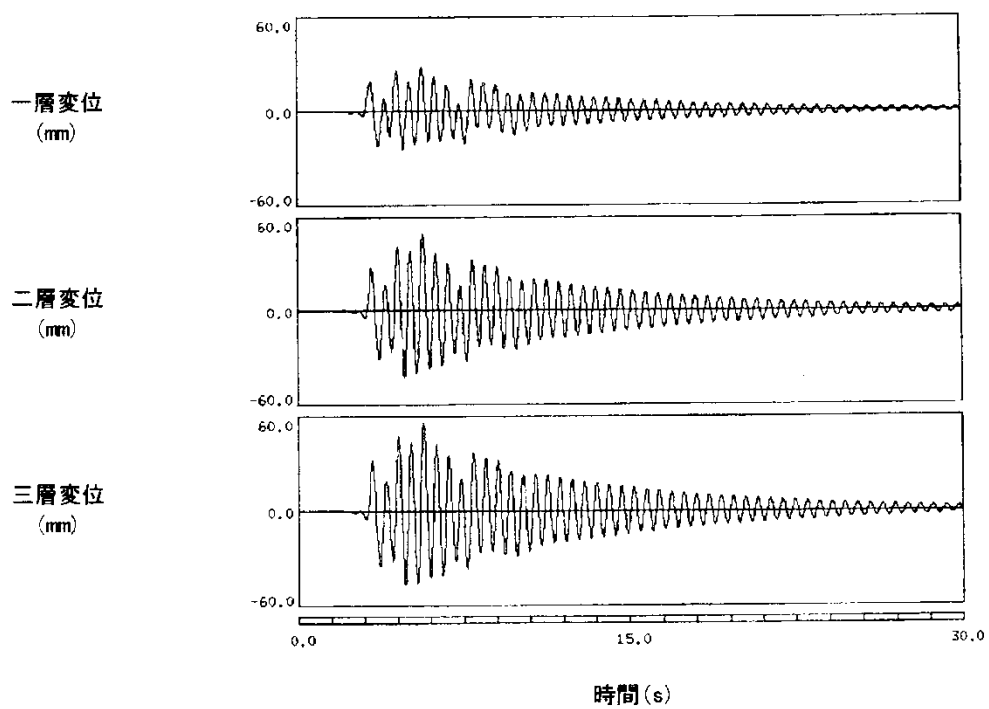


図4. 3. 54(b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(3段質量A1, Taft波レベル1)

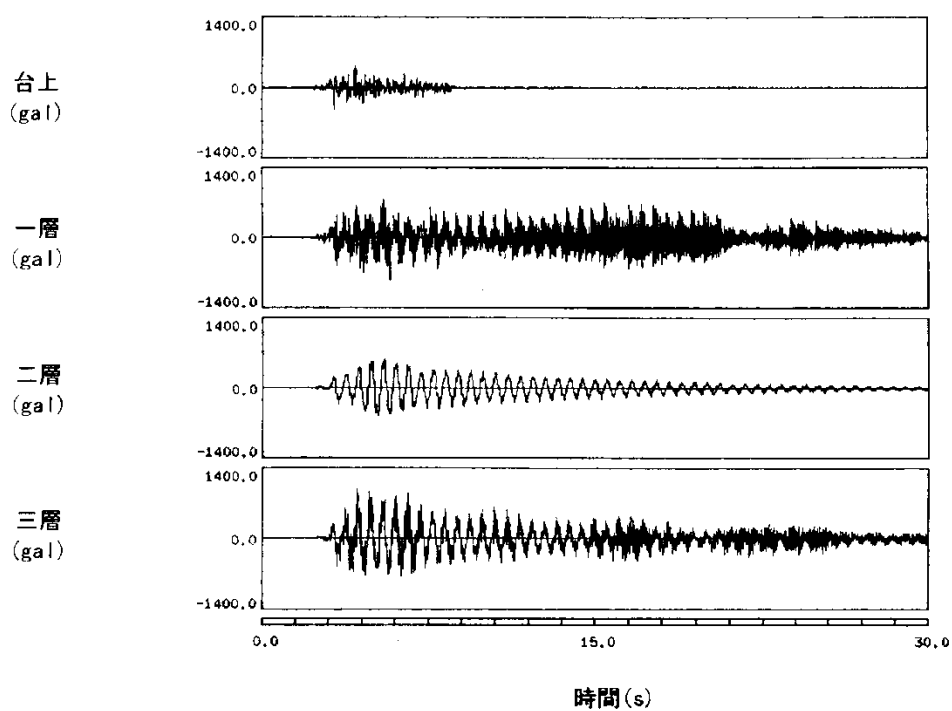


図4. 3. 55(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(3段質量A1, Taft波レベル1)

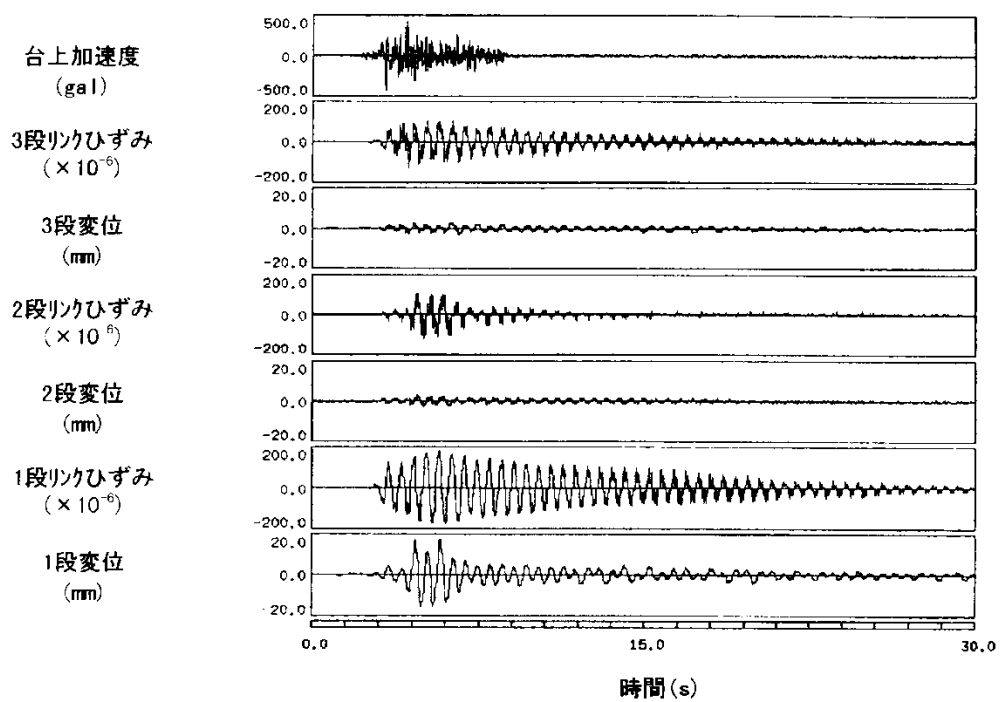


図4. 3. 55(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(3段質量A1, Taft波レベル1)

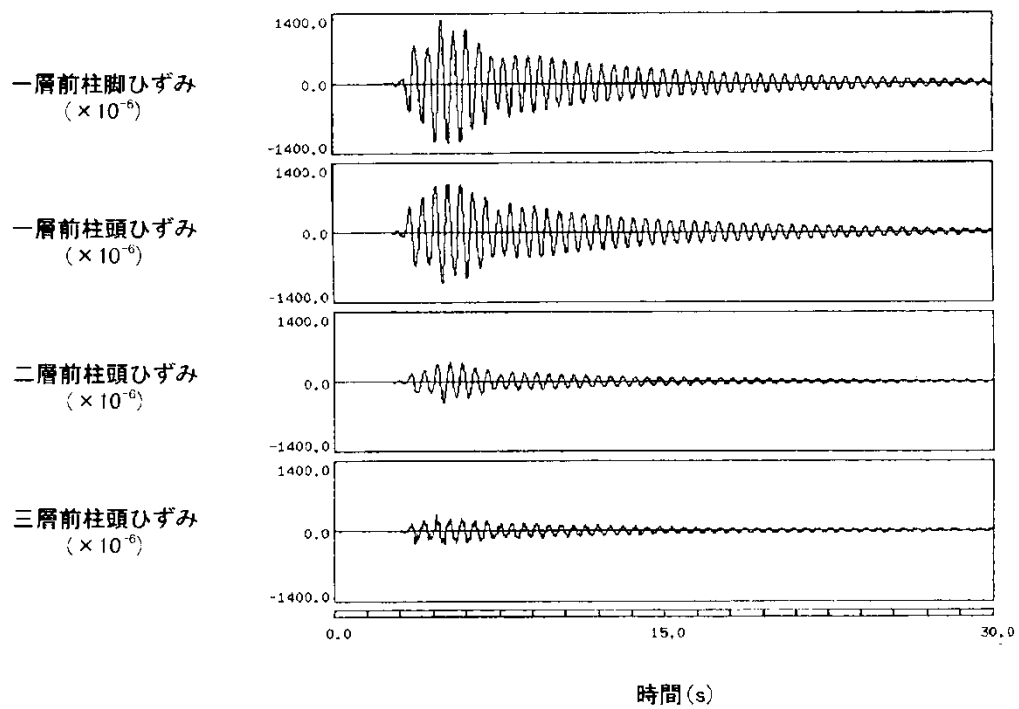


図4. 3. 56(a) 支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形(3段質量A1, Taft波レベル2)

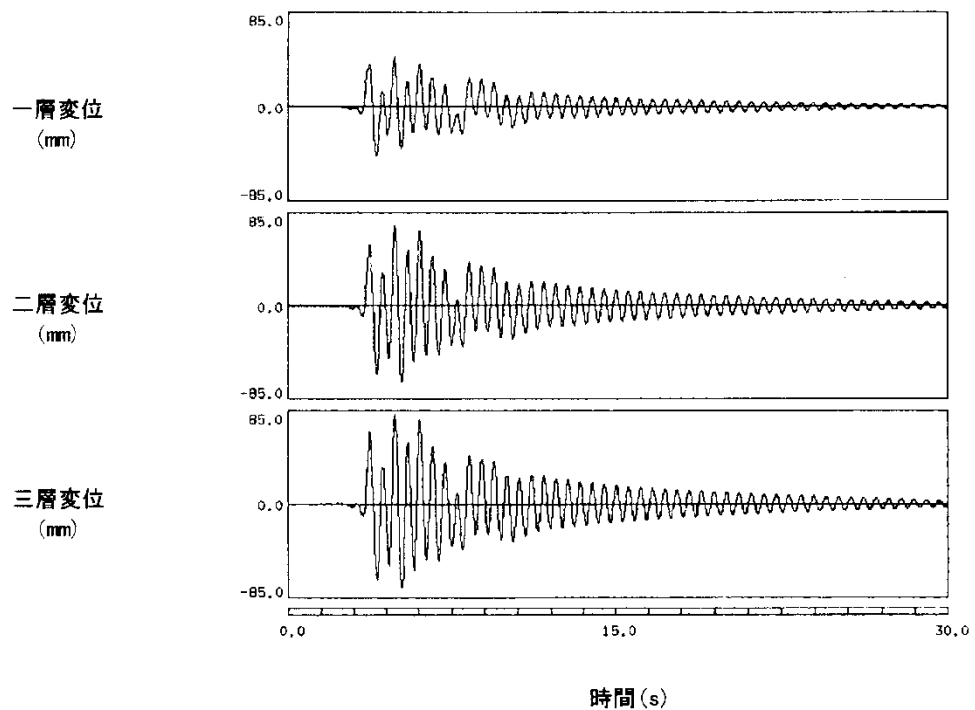


図4. 3. 56(b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(3段質量A1, Taft波レベル2)

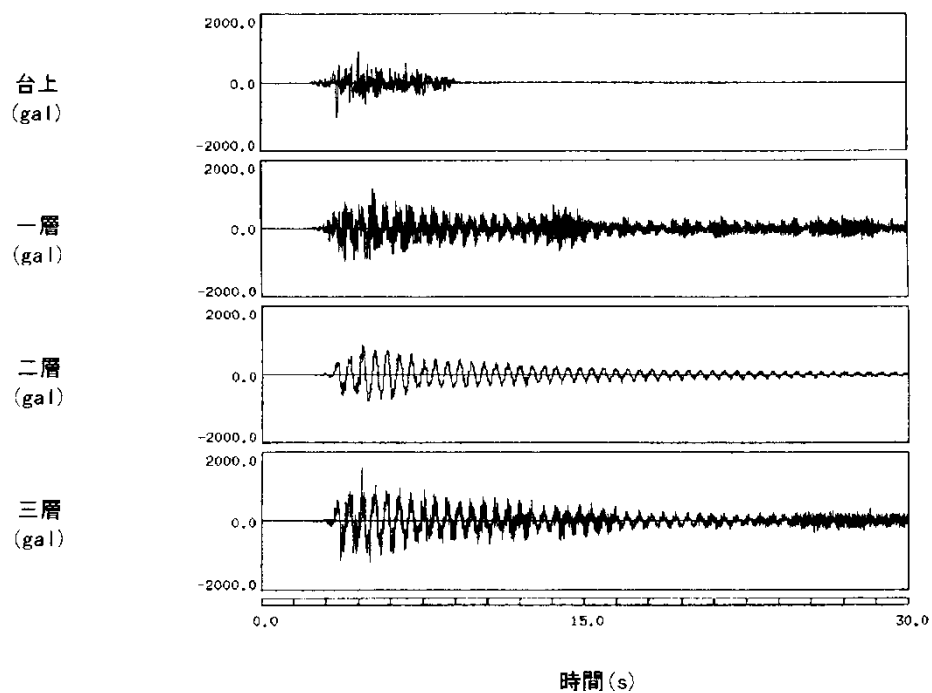


図4. 3. 57(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(3段質量A1, Taft波レベル2)

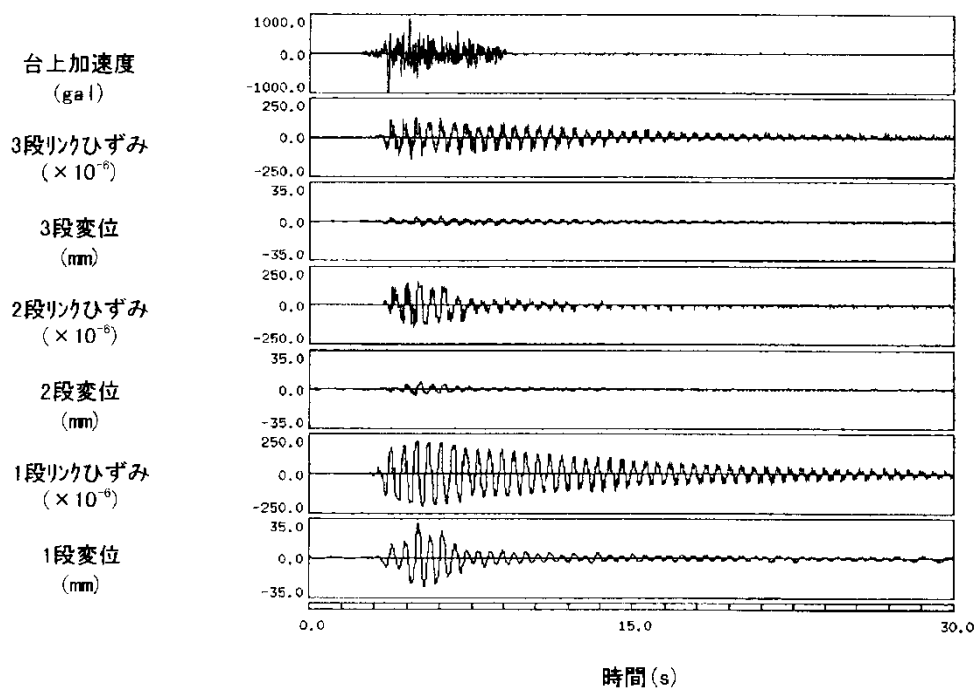


図4. 3. 57(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(3段質量A1, Taft波レベル2)

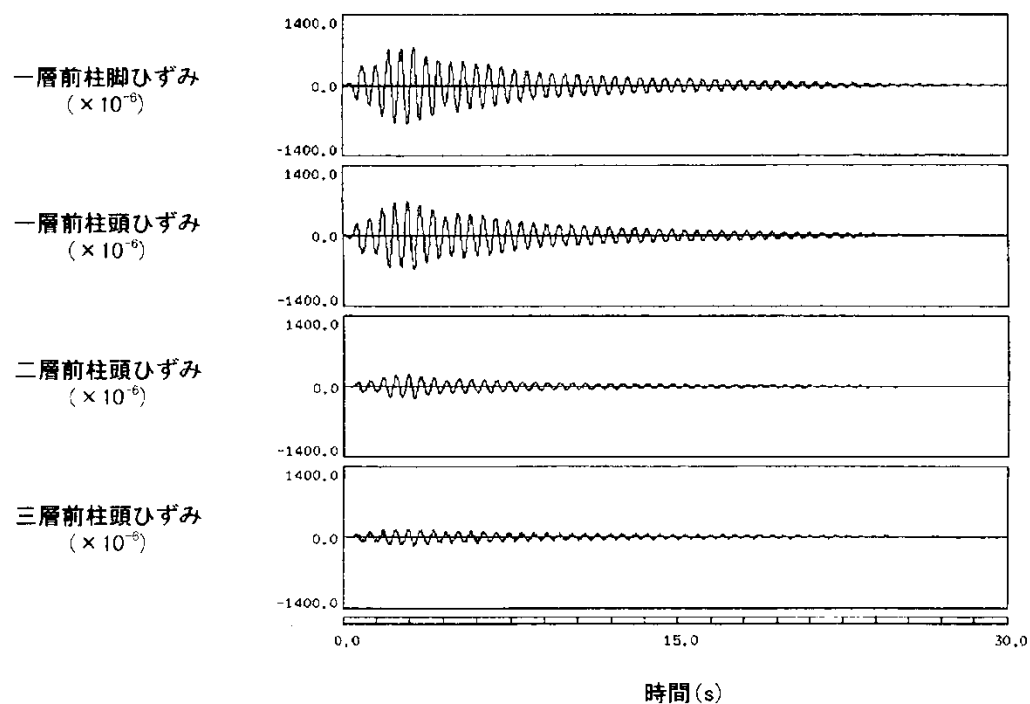


図4. 3. 58(a) 支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形(3段適正A1, Taft波レベル1)

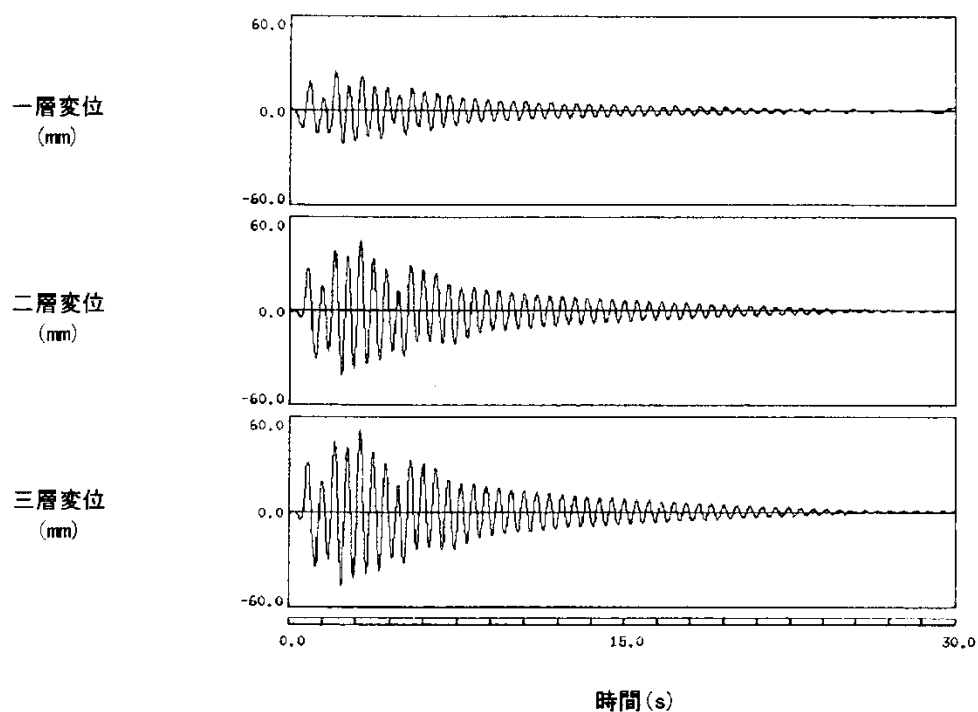


図4. 3. 58(b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(3段適正A1, Taft波レベル1)

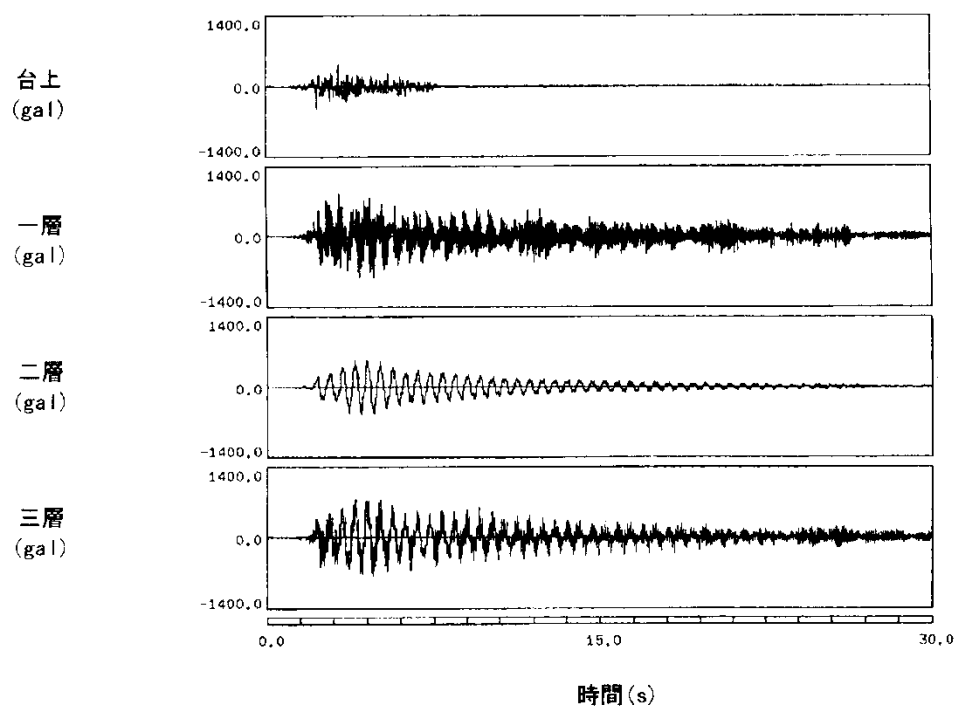


図4. 3. 59(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(3段適正A1, Taft波レベル1)

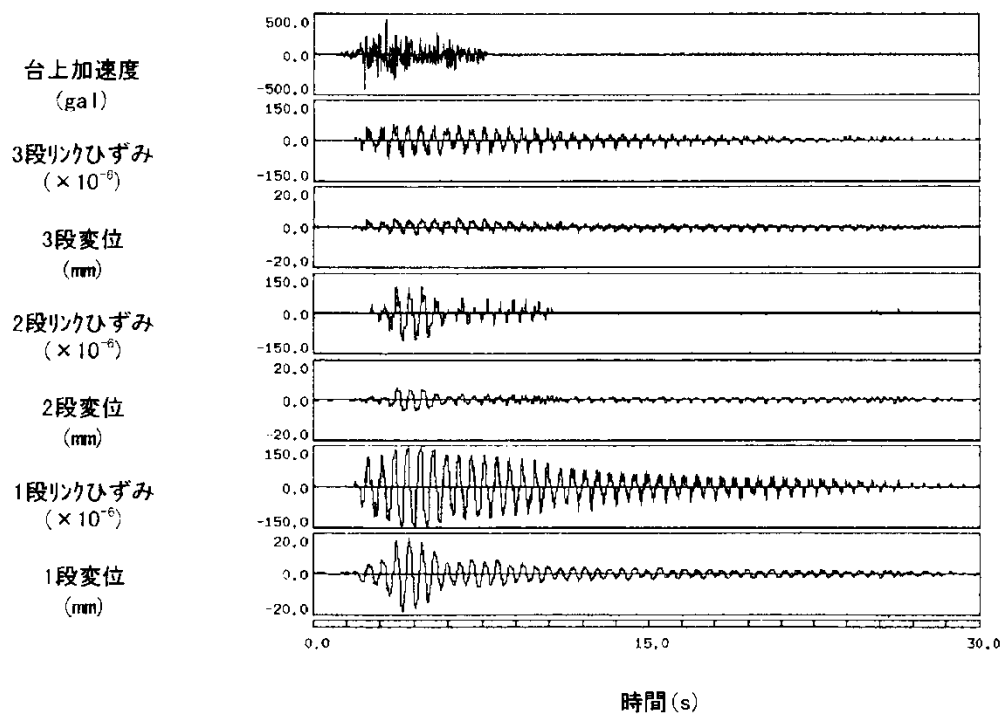


図4. 3. 59(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(3段適正A1, Taft波レベル1)

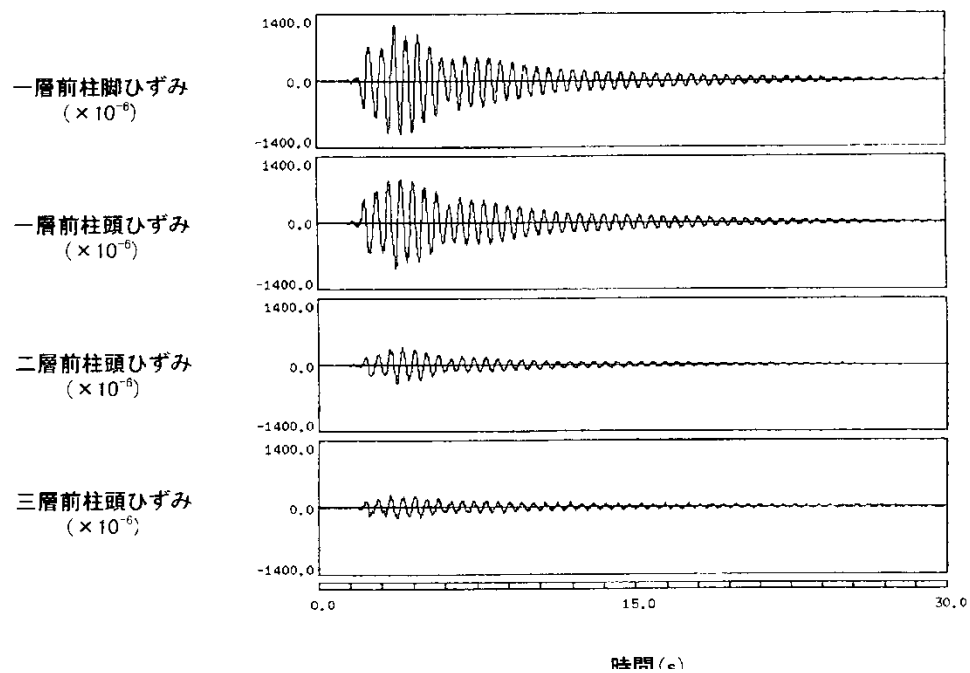


図4. 3. 60(a) 支持構造各層における柱ひずみの時刻歴波形(3段適正A1, Taft波レベル2)

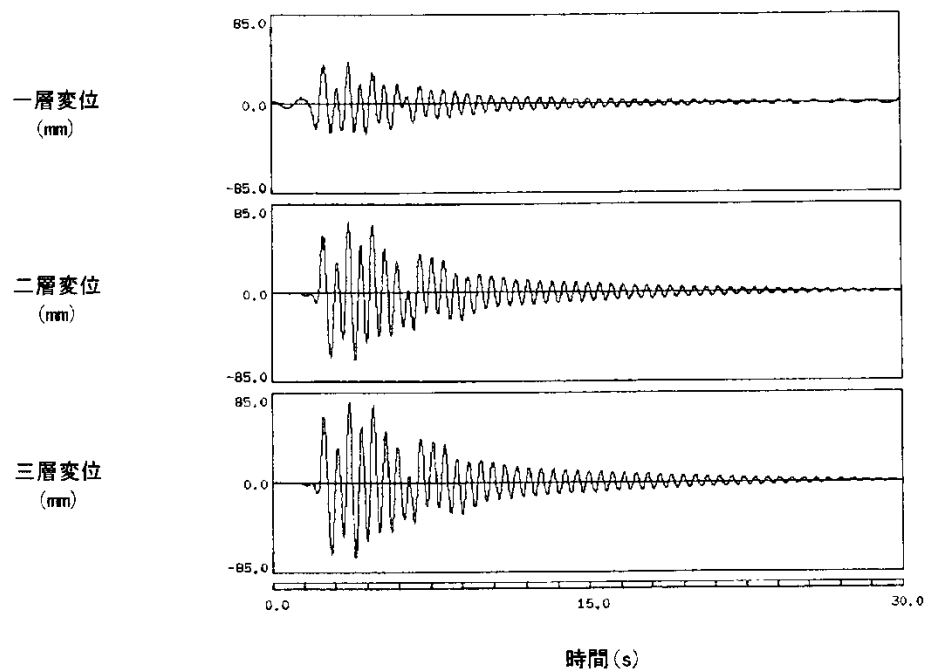


図4. 3. 60(b) 支持構造各層の変位の時刻歴波形(3段適正A1, Taft波レベル2)

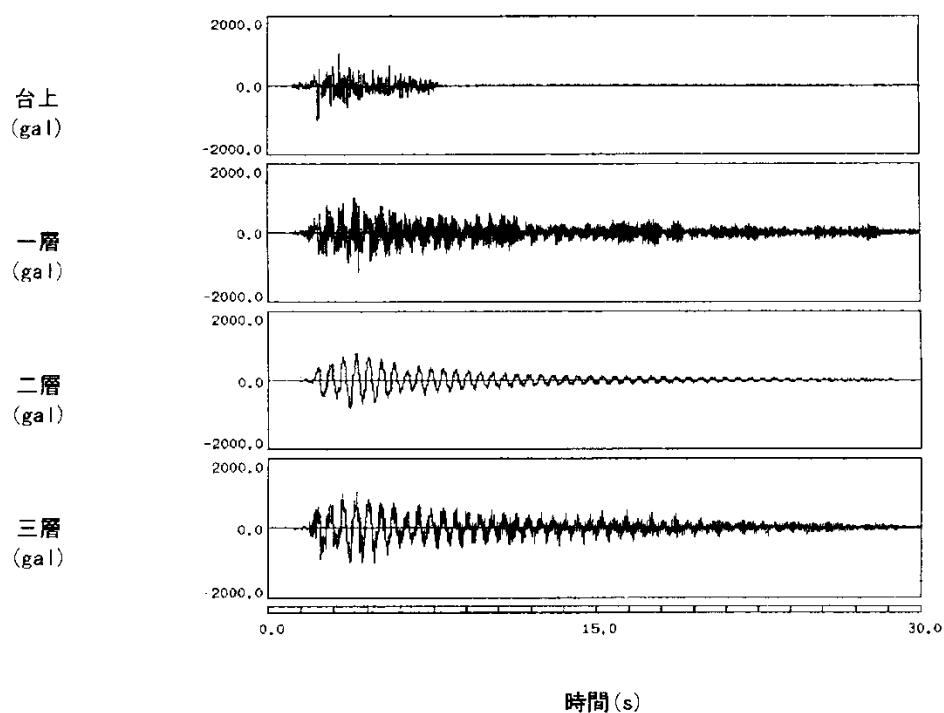


図4. 3. 61(a) 支持構造各層の加速度時刻歴波形(3段適正A1, Taft波レベル2)

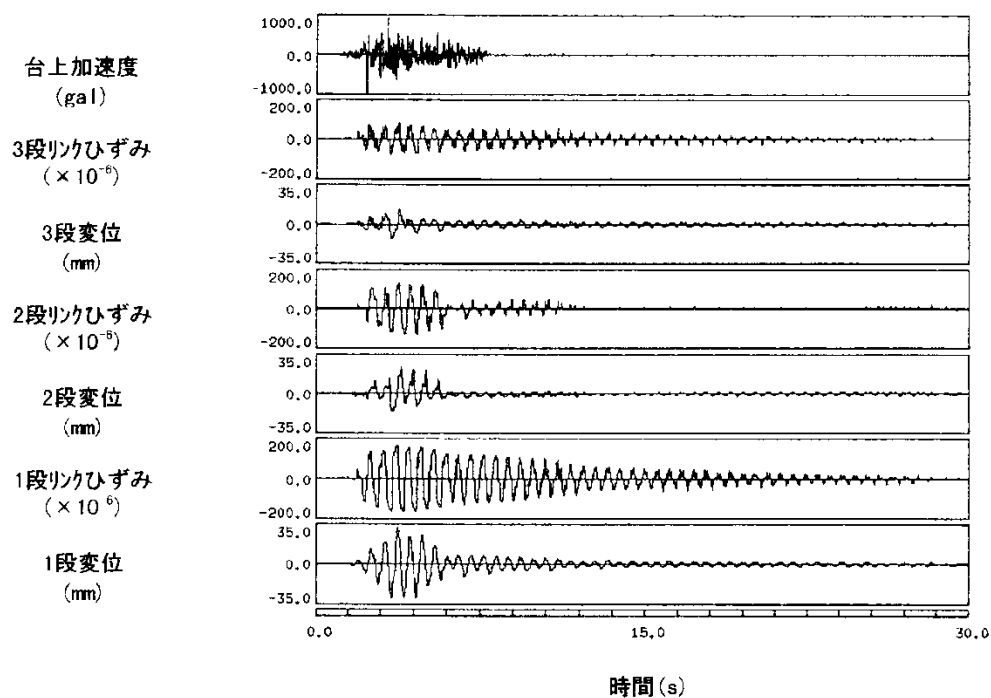


図4. 3. 61(b) 振れ止め装置の時刻歴波形(3段適正A1, Taft波レベル2)

(4) 振れ止め装置の荷重－変位曲線

図4.3.62及び図4.3.63に、各々、3段質量試験及び3段適正化試験で得られた振れ止め装置の荷重－変位曲線を示す。

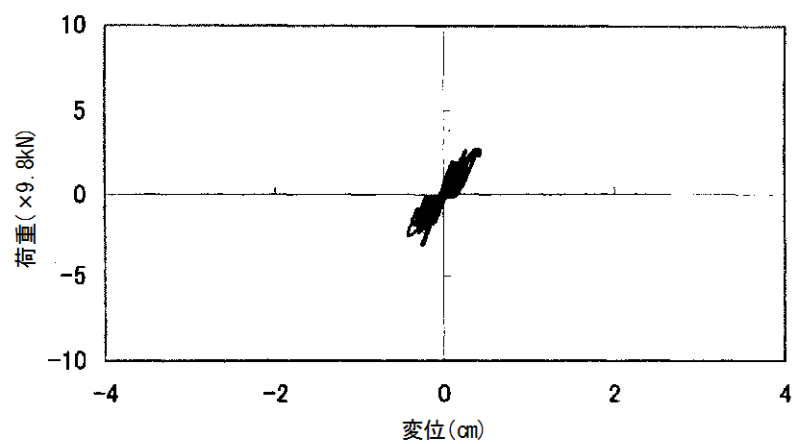
図4.3.62に着目すると、3段質量試験の場合、下段の振れ止め装置の荷重－変位曲線で囲まれるエネルギー吸収に寄与する面積が、中段及び上段に比べて格段に大きいことが分かるが、中段及び上段の振れ止め装置の荷重－変位曲線の形状をみると、塑性変形によるエネルギー吸収が行われているかどうか判定しづらい状態である。これに対して、図4.3.63に着目すると、3段適正化試験の場合は上段及び中段の振れ止め装置においても顕著な弾塑性挙動が現れており、下段だけでなく、中段及び上段においても塑性変形によるエネルギー吸収が行われていることが分かる。

(5) 振れ止め装置の剛性の違いによる支持構造応答比較

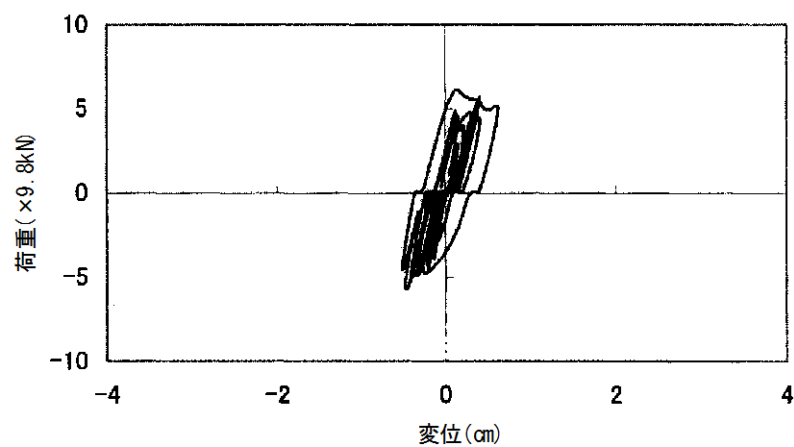
質量比例分布型に対する適正化剛性分布型の応答低減効果を図4.3.64に示す。本図は振動台加速度に対する支持構造の重心位置変位の関係を示したものである。図中における実線はグラフの原点と微小加振時における支持構造重心位置変位を外挿して結んだものであり、振れ止め装置が弾性範囲と仮定した場合の応答を示す。

レベル2加振の場合の質量比例型及び適正化剛性分布型の支持構造の重心位置変位を比較すると、質量比例型に比べて適正化剛性分布型の応答は約10%程度低減されていることが分かる。

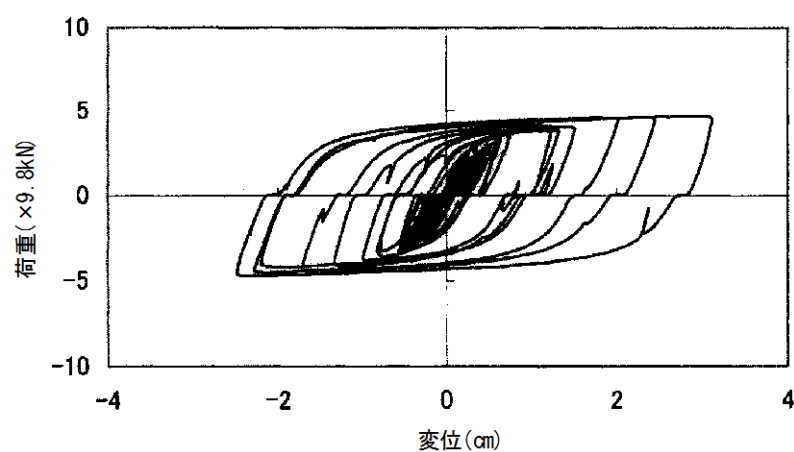
以上より、3段試験結果から、各層に複数配置される振れ止め装置の特性を適正化し、各層に分布してエネルギー吸収を行うことが、ボイラー構造物の制振に有効であることが分かった。



(a) 上 段

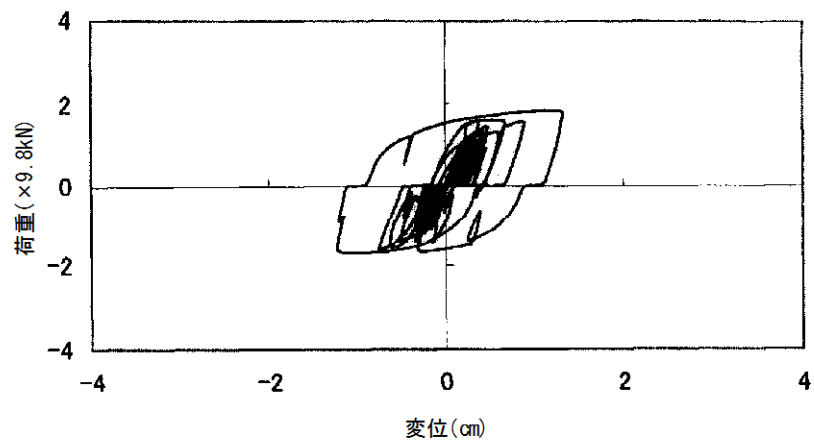


(b) 中 段

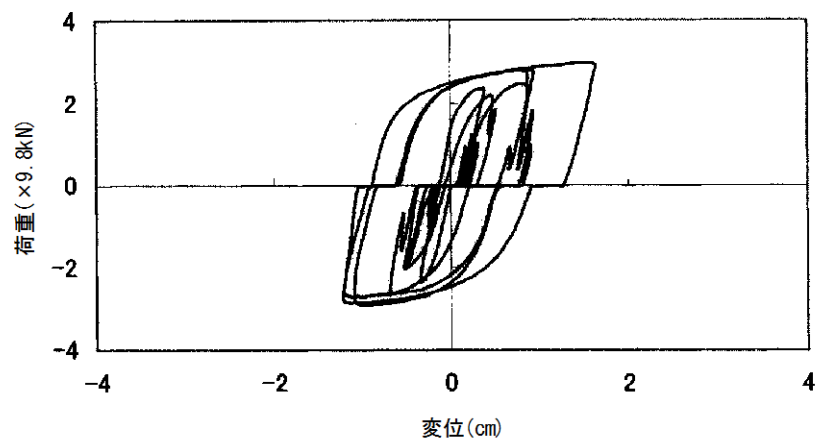


(c) 下 段

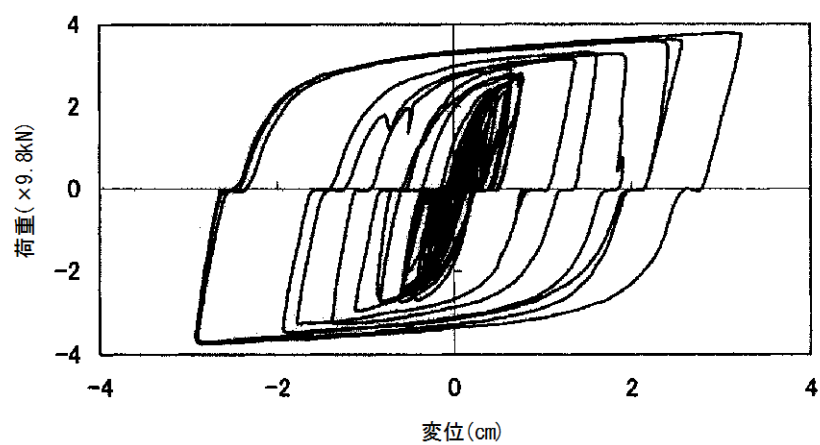
図4.3.62 3段質量試験における振れ止め装置の荷重－変位特性



(a) 上 段



(b) 中 段



(c) 下 段

図4.3.63 3段適正化試験における振れ止め装置の荷重－変位特性

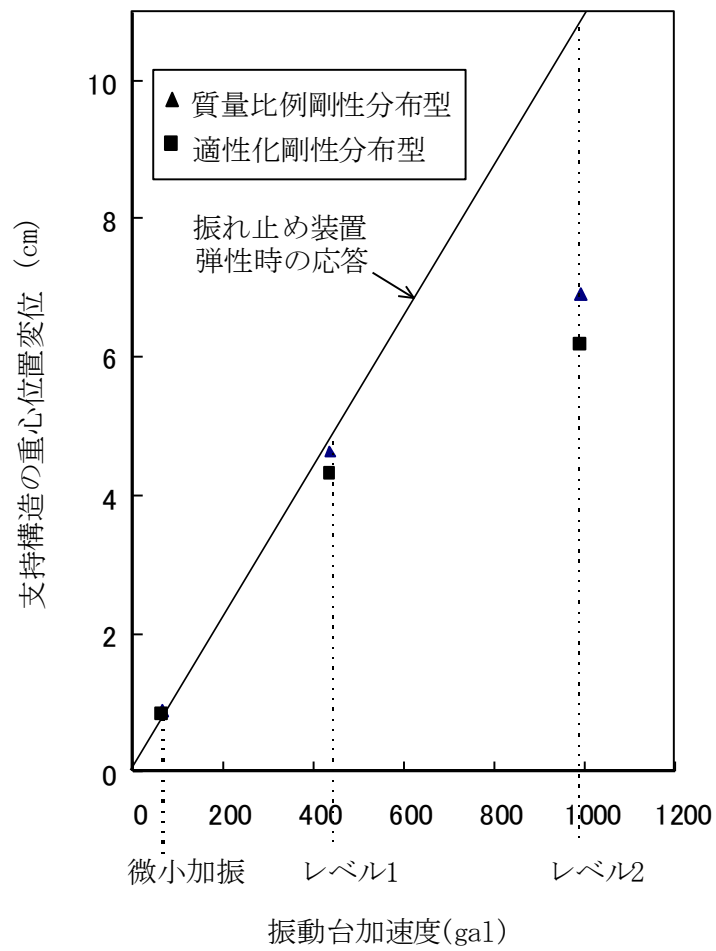


図4.3.64 3段試験における振動台加速度と支持構造重心変位の関係

3. 8 記録写真

写真4. 3. 1に全体系試験の試験体設置状態を、写真4. 3. 2～写真4. 3. 5に各振れ止め装置の加振後の様子の写真を示す。



写真4. 3. 1 全体系試験支持構造及びボイラー試験体

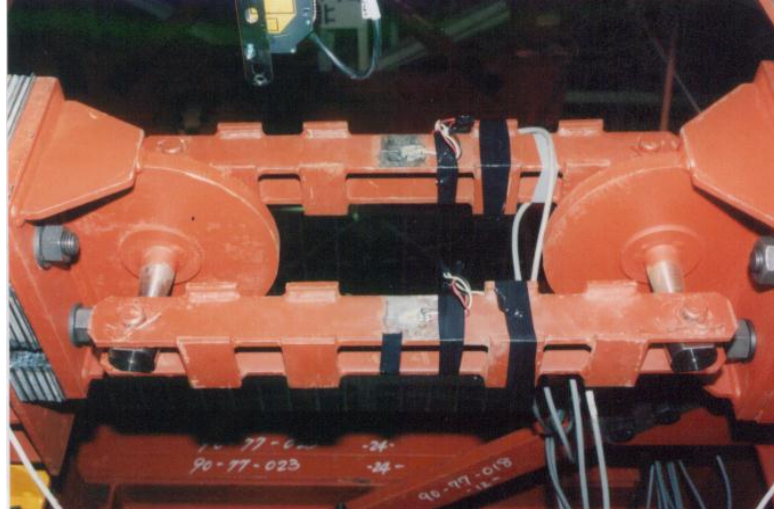


写真4.3.2 A1タイプ振れ止め装置（限界加振後）

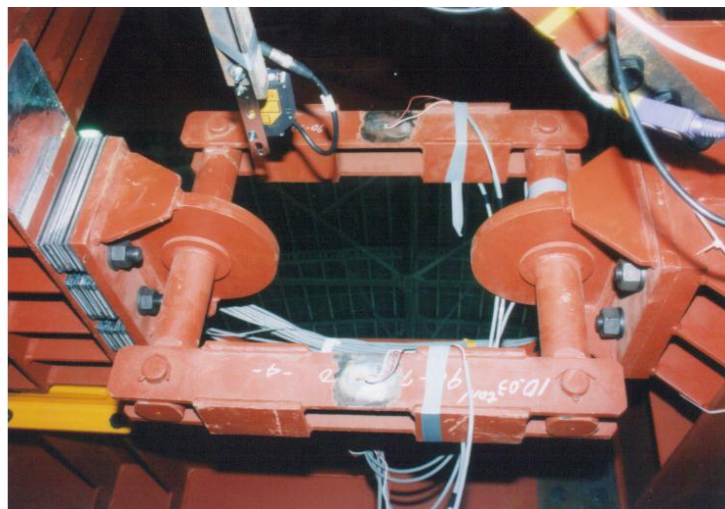


写真4.3.3 A2タイプ振れ止め装置（Taftレベル2加振後）

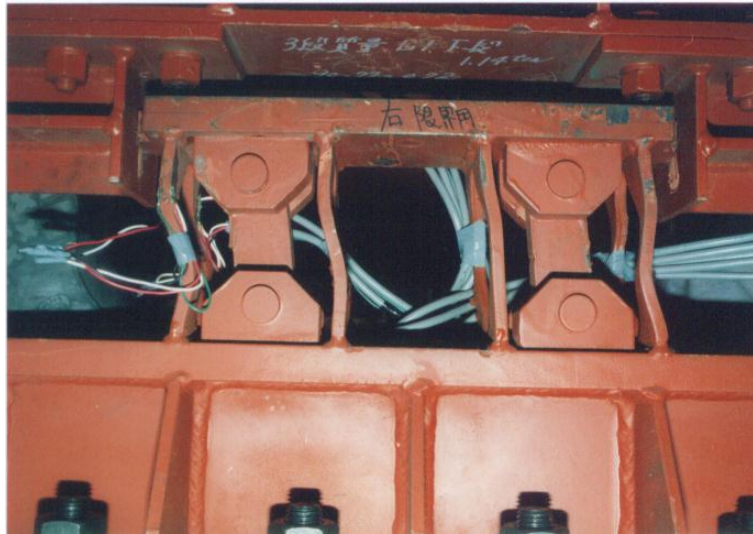


写真4.3.4 B1タイプ振れ止め装置（限界加振後）

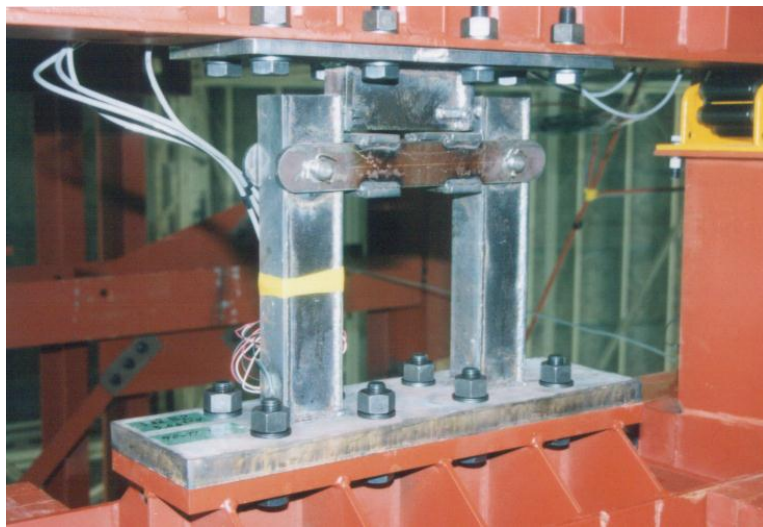


写真4.3.5 B2タイプ振れ止め装置（Taftレベル2加振後）

4. 結言

正弦波状の繰返し変位を負荷する要素試験で振れ止め装置の荷重変位特性を測定し、大型振動台を用いたボイラ支持構造全体系の振動試験で耐震信頼性を実証した。以下、この結果について説明する。

(1) 要素試験

全体系試験で用いる振れ止め装置(リンク式と挟み込み式の2タイプ, 4種類)に, 正弦波状の繰返し変位を負荷する要素試験を実施した結果, 以下のことが分かった。

- ・振れ止め装置の力学的特性として, ガタを含む荷重－変位特性を明らかにした。
- ・振れ止め装置の損傷に至るまでの累積塑性変形量や吸収エネルギー量を明らかにした。

(2) 全体系試験

全体系試験により, 下記のことが分かった。

- ・要素試験と全体系試験の荷重－変位関係を比較し, 降伏変位, 第1勾配について, 両者は良く一致していることを確認した。
- ・振れ止め装置を重心位置に取付けた全体系試験において, レベル2加振時に振れ止め装置が破断せず機能することを確認した。
- ・振れ止め装置を重心位置に取り付け, その剛性をパラメータとして全体系試験を行った結果, 振れ止め装置が剛な場合も柔な場合も弾性の場合と比べ支持構造の応答は低減され, 支持構造が地震時に損傷(塑性変形)しないことを確認した。
- ・振れ止め装置が剛の場合に比べて, 柔の場合の方が支持構造やボイラ本体の応答が小さいことから, 制振装置としての振れ止め装置の有効性を実験的に把握した。
- ・3段配置の振れ止め装置の剛性分布を適正化した場合としない場合で全体系試験を実施し, 剛性を適正化した方が支持構造の応答量を低減する効果があることを確認した。

5. 参考文献

- 1) 平成10年度 電力施設地震対策調査に関する調査報告書(発電設備耐震信頼性実証試験, ボイラー及び附属設備の耐震実証試験に関するもの, 1999. 3)
- 2) 相田, 応和, 丸山, 西田, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: 実機ボイラ構造物連結部の弾塑性挙動による制振効果の実証実験, 日本機械学会論文集(C編), 68巻676号, pp. 67-73, 2002. 12
- 3) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: ボイラ構造物弾塑性連結部の振動エネルギー吸収

- 性能, 日本機械学会論文集(C編), 70巻690号, pp. 47-52, 2004. 2
- 4) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: 弾塑性連結部の剛性分布を最適化したボイラ構造物の制振効果に関する実証試験, 日本機械学会論文集(C編), 70巻698号, pp. 27-31. 2004. 10
- 5) K. Aida, Y. Owa, K. Suzuki and S. Fujita; Evaluation of Aseismic Reliability of Actual Boiler Structures and a Study on Design of Seismic Ties Based on Proof Tests Using a Large Scaled Shaking Table, Transactions of the ASME Journal of Pressure Vessels Technology, Vol. 126, No. 1, pp. 46-52, 2004. 2
- 6) 建設省: 建築基準法施行令, 1980.
- 7) 電気技術基準調査委員会: 火力発電所の耐震設計指針JEAG 3605-1991, 電気技術指針火力編, pp. 370~372, 1992.
- 8) 西田, 鈴木, 河之邊, 今村, 地震観測波形によるボイラ構造物の動特性同定, 日本機械学会論文集(C編), 59巻557号, 論文No. 92-057, pp. 73~78, 1993. 1.

第5章 シミュレーションに基づく実機ボイラ構造物の耐震性評価

1. 緒言

第4章で述べたボイラー構造物耐震実証試験の結果を用いて、振れ止め装置で支持構造とボイラーを連結した連成構造物モデルの解析モデルの妥当性を確認するとともに、振れ止め装置の要素試験結果を用いて新たな解析モデルを提案した。また、この解析モデルを用いてシミュレーションを実施し、実機ボイラ構造物の耐震性を評価するとともに、振れ止め装置の設計法の改良に関する提案を行った^{1)~5)}。

2. シミュレーション

2. 1 目的

図 5.2.1 にシミュレーションの概要を示す。ボイラ構造物の耐震設計において、現行設計^{6),7)}で用いられている解析手法による解析結果、及び第4章で述べた要素試験結果を反映した振れ止め装置の解析モデルによる解析結果と、全体系試験結果を比較することにより、以下の事項を確認、提案することを目的とする。

- ・支持構造－ボイラーの連成系構造物モデルの妥当性の確認
- ・振れ止め装置の現行解析モデルの妥当性の確認
- ・振れ止め装置の解析モデルを高精度化した設計用解析モデルの提案

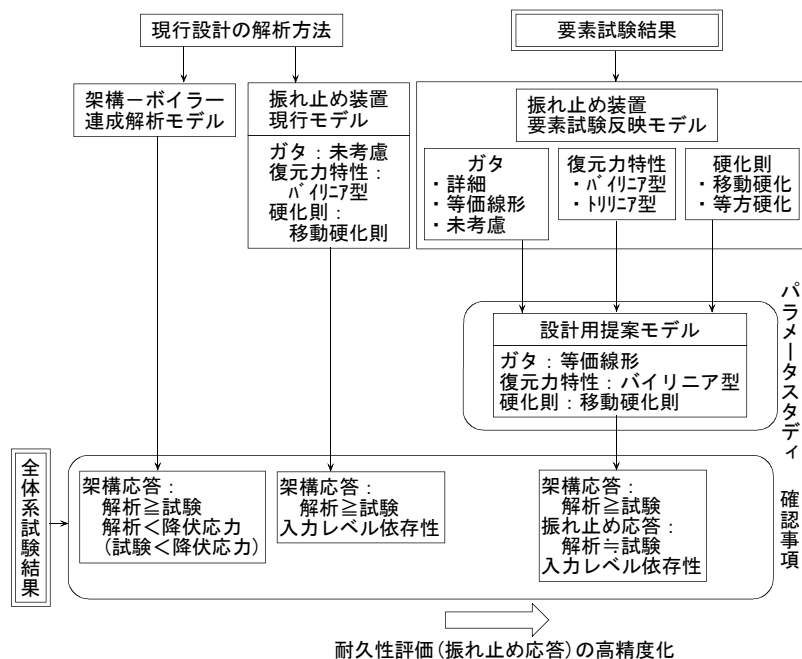


図 5.2.1 シミュレーションの概要

2. 2 検討方法

2. 2. 1 解析モデル

(1) 支持構造及びボイラー

支持構造とボイラーの解析モデルを図 5.2.2 に示す。このモデルは, 第 3 章中の図 3.3.13 に記載のボイラー構造物試験体の解析モデルである。

支持構造モデルは, 梁要素及びトラス要素で構成される 3 次元フレームモデルとし, 変形は弾性範囲内と仮定した線形モデルとした。ボイラーモデルは質量を 3 質点で表し, その質点間を剛バネで接続することで構成している。このボイラーモデルは支持構造モデル最上階の大梁から吊り下げ支持されており, 加振方向に振れ止め装置モデルで支持構造モデルと接続され, 加振直角方向はガイドローラーモデルで拘束している。

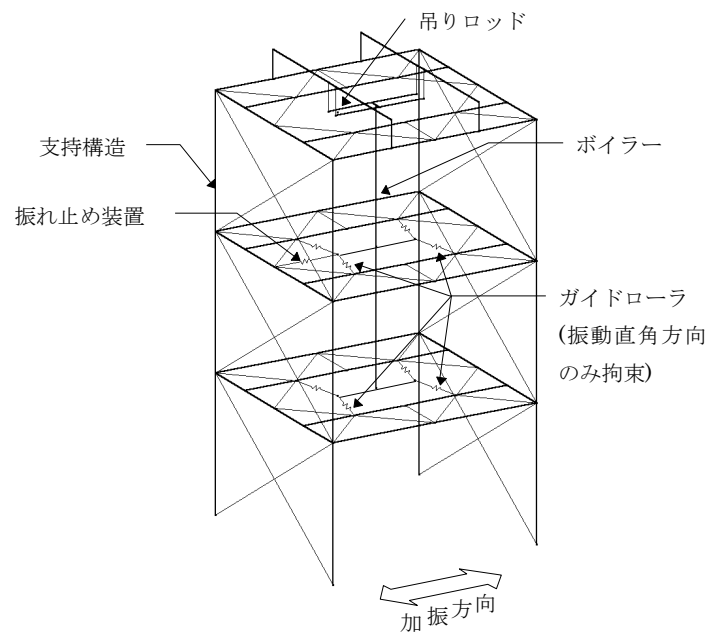


図 5.2.2 支持構造及びボイラーの解析モデル

(2) 振れ止め装置

振れ止め装置の解析モデルは、設計で用いている現行モデルと要素試験結果を反映し、高精度化を目的としたパラメータスタディを行うための要素試験反映モデルの 2 つに大きく分けられる。要素試験反映モデルはガタと復元力特性と硬化則をパラメータに設定し、その影響を調べた。

(A) 現行モデル

現行の設計で用いているモデル化方法による解析モデルで、リンク式のピンや挟み込み式のプレートの弾塑性部材の変形だけを考慮し、復元力特性をバイリニア型とした解析モデルである。なお、2 次勾配は下降伏点と 2%ひずみ時の勾配のヤング率との比から設定している。現行モデルの荷重－変位特性と要素試験結果を比較した例を図 5.2.3 に示す。

(B) 要素試験反映モデル（パラメータスタディ用解析モデル）

第 4 章で述べた要素試験による荷重－変位曲線を基にモデル化した解析モデルで、ボイラ構造物の地震応答への影響を調べるための解析モデルである。

(a) ガタ（図 5.2.4 参照）

- ・ 詳細（要素試験結果と同等）
- ・ 等価線形
- ・ ガタ未考慮 1（1, 2 次勾配共にガタ分だけシフト）
- ・ ガタ未考慮 2（1 次勾配のみガタ分だけシフト）

(b) 復元力特性

① スケルトンカーブ

- ・ バイリニア型
- ・ トリリニア型

② 勾配

- ・ 塑性率 5 荷重漸増時勾配
- ・ 塑性率 5 最大荷重時勾配
- ・ 塑性率 20 荷重漸増時勾配
- ・ 塑性率 20 最大荷重時勾配

図 5.2.5 に要素試験で得た荷重－変位特性図の例を示す。この図に示すように、各最大荷重負荷時の要素試験結果から、復元力特性は、荷重－変位特性の荷重漸増時の最大荷重点を結んだものと、最大荷重負荷時の勾配の 2 種類の異なる傾きが求められる。

また、要素試験では弾塑性設計の振れ止め装置については 2 種類、弾性設計の振れ止め

装置については 1 種類の塑性率で試験を実施しており、それぞれ異なる傾きが得られている。その塑性率は次のように設定した。

まず、弾塑性設計の振れ止め装置の塑性率はメーカー各社により異なり、地震レベル 1 で 1～5、地震レベル 2 で 8～20 程度である。そこで、要素試験では振れ止め装置に厳しい条件として、地震レベル 1 を想定して塑性率 5、地震レベル 2 を想定して塑性率 20 となる変位を負荷した。したがって、要素試験反映モデルは塑性率として 5 と 20 をパラメータとしている。

次に、弾性設計の振れ止め装置の塑性率はメーカー各社のクライテリアより地震レベル 1 では 1 未満（弾性範囲）、地震レベル 2 では 2～4 程度である。そこで、要素試験では振れ止め装置に厳しい条件として、地震レベル 2 を想定して塑性率 5 となる変位を負荷した。したがって、要素試験反映モデルは塑性率としては 5 のみである。

(c) 硬化則

- ・ 移動硬化則
- ・ 等方硬化則

硬化則は塑性変形の進行に伴う復元力特性の変化を規定する法則のことである。図 5.2.6 に硬化則の例を示す。(a)移動硬化則は塑性変形が進んで荷重の負荷側の降伏荷重が増加すると除荷側の降伏荷重も増加し、1 次勾配の荷重の範囲は変化しないものである。(b)等方硬化則は塑性変形が進んで荷重の負荷側の降伏荷重が増加すると除荷側の降伏荷重は減少し、1 次勾配の荷重の範囲が大きくなるものである。

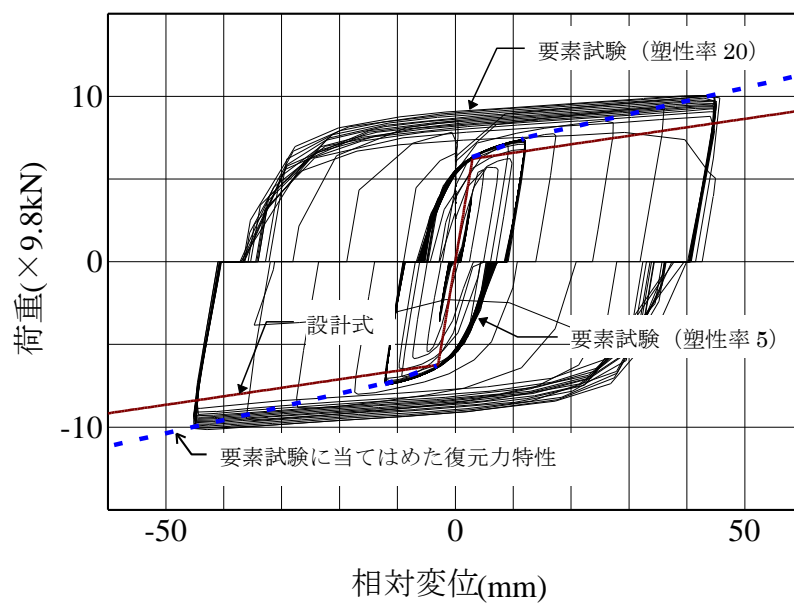
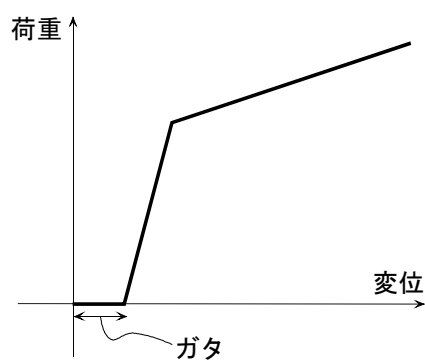
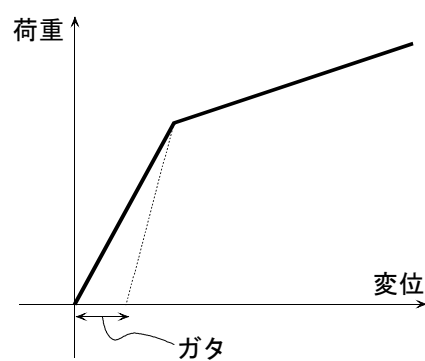


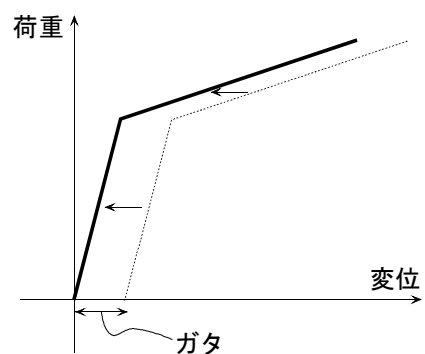
図 5.2.3 現行モデルの荷重－変位特性と要素試験結果の比較



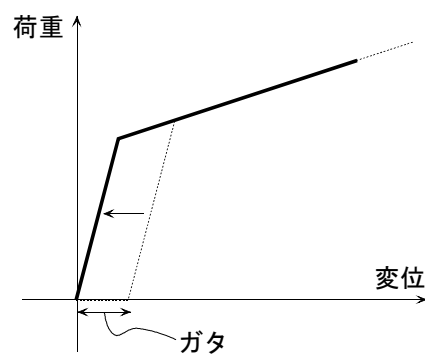
(a) 詳細



(b) 等価線形



(c) ガタ未考慮 1 (1, 2 次勾配シフト)



(d) ガタ未考慮 2 (1 次勾配シフト)

図 5.2.4 ガタのモデル化

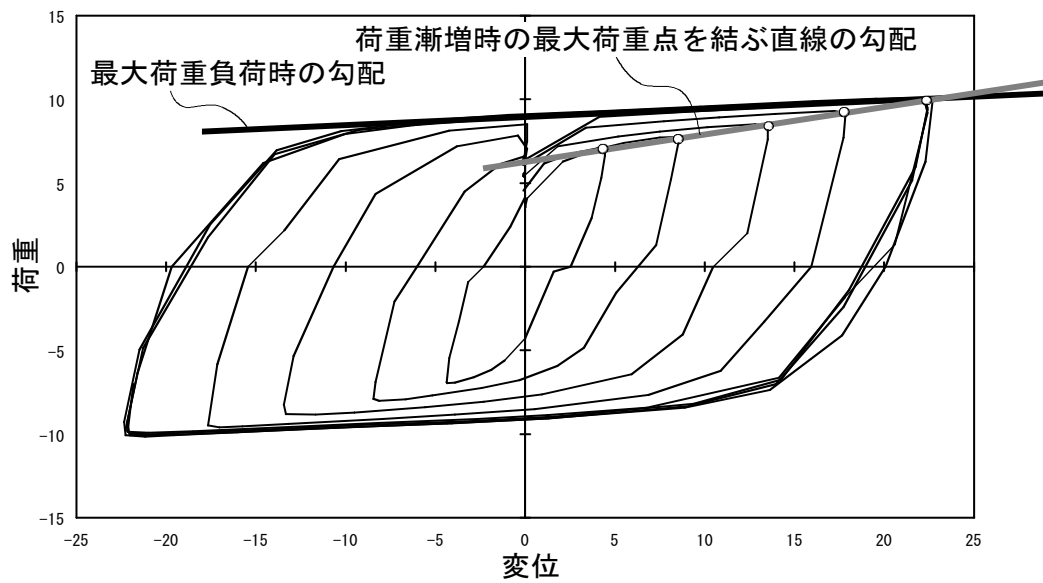


図 5.2.5 要素試験結果から求められる勾配

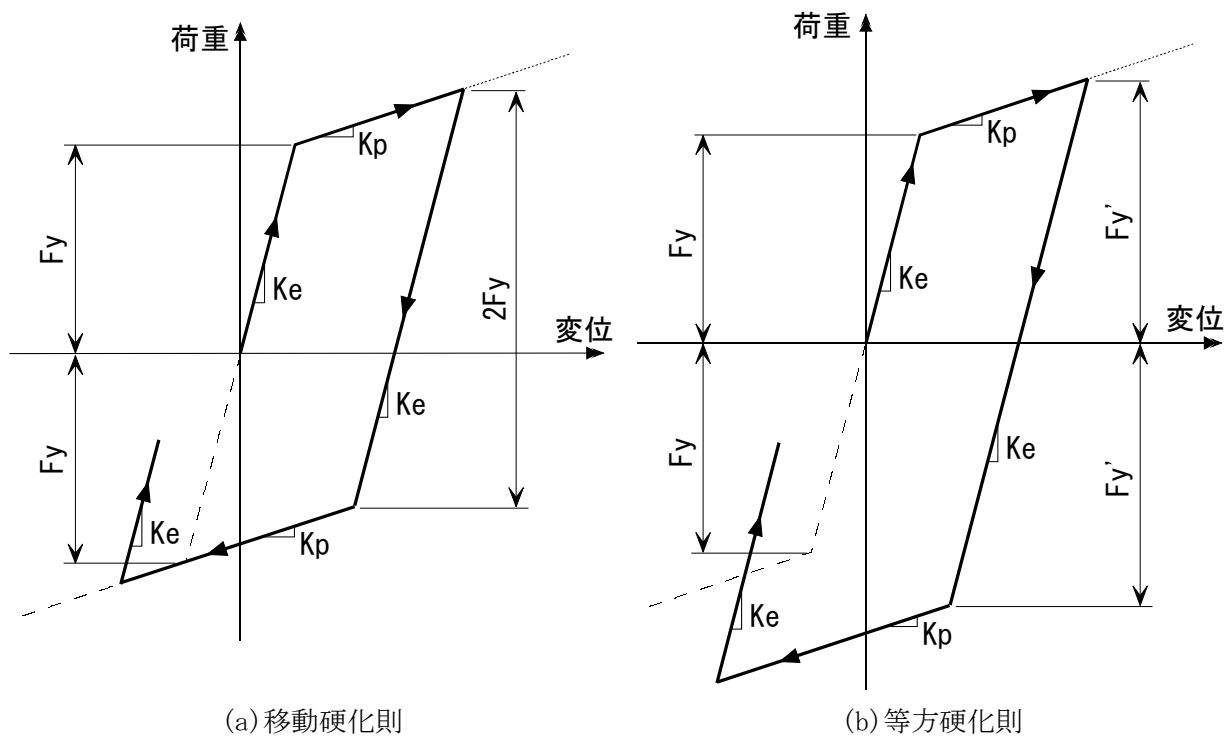


図 5.2.6 硬化則

2. 2. 2 解析条件

(1)解析方法

解析は、数値積分法としてニューマークの β 法を使用した時刻歴解析で、 β の値として1/4を用いた。時間ステップは振れ止め装置の非線形を考慮して、ガタが詳細の場合は $\Delta t=0.0001$ 秒、それ以外は $\Delta t=0.001$ 秒とした。

(2)入力波

入力波は地震波（Taft波）と正弦波を用いた。

(A)地震波

地震波（Taft波）は第4章記載の全体系試験で測定された振動台上の加速度波形を用いた。シミュレーションで用いた地震波の特性を表5.2.1に示す。入力地震レベルはレベル2を主とするが、リンク式A1タイプ振れ止め装置については地震レベルの解析精度への影響を調べるため、レベル1波による検討も実施した。

(B)正弦波

地震波以外に解析モデルの基本的な特性を調べるために入力波に試験体の固有振動数の正弦波を用いた解析も実施した。正弦波入力による解析は代表例としてリンク式A1タイプ振れ止め装置の場合についてのみ実施した。入力時間やレベルについては2.3.5の共振正弦波入力によるシミュレーションによるシミュレーションで述べる。

(3) 減衰

減衰定数は各振れ止め装置タイプ別に実施したスウィープ試験結果を基にレーリー減衰として解析に反映した。この際、レーリー減衰算出時に考慮した2つのモード次数は1次と2次とする。シミュレーションで用いた減衰定数を表5.2.1に示す。

表 5.2.1 シミュレーションで用いた地震波の特性及び減衰定数

振れ止め装置 タイプ	入力波	地震レベル	最大加速度 (gal)	減衰定数
A1	Taft (EW)	レベル 1	436	0.019
		レベル 2	983	
A2	Taft (EW)	レベル 2	989	0.019
B1	Taft (EW)	レベル 2	979	0.019
B2	Taft (EW)	レベル 2	1207	0.017

2. 3 検討内容及び検討結果

2. 3. 1 リンク式 A1 タイプ

(1) 振れ止め装置解析モデル

表 5. 2. 2 にリンク式 A1 タイプ振れ止め装置の解析モデルの条件一覧を示す。

(2) 解析条件

各モデルに対する解析に用いた入力地震波の地震レベルは次のとおりである。

モデル番号 A121～A144, A10 : レベル 2, レベル 1

モデル番号 A111～A117, A161～A184, A1E : レベル 2

(3) 解析結果

解析結果として、図 5. 2. 7(1)～(6)に振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギー、図 5. 2. 8(1)～(6)に支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を示す。

全体的な傾向としては、ボイラーについては加速度と変位の解析結果はどちらも試験結果と同等か大きく求められているのに対して、支持構造の方はモデルにより小さく求められるものもある。その特徴としては、支持構造 1 層及び 3 層の加速度の高周波数成分が試験結果より小さいため、最大値で比較すると試験結果より小さくなるというものである。ただし、支持構造の変形に寄与する変位については、加速度ほど高周波数成分が現れないため、そのような傾向はない。

これらの結果から、設定した各パラメータの傾向を以下に示す。

(A) ガタ

ガタについては、詳細と等価線形、未考慮 1、未考慮 2 の 4 種類について実施した。振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5. 2. 7(1), (2)に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5. 2. 8(1)に示す。

これらの図から、各応答結果に対するガタのモデル化の影響は小さいものであることが分かる。したがって、リンク式 A1 タイプのガタは詳細にモデル化しなくても、等価線形で十分モデル化ができると考えられる。

(b) 復元力特性

復元力特性については、2 次及び 3 次勾配が異なるバイリニア型とトリリニア型について実施した。バイリニア型については、振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5. 2. 7(1)に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較

を図 5.2.8(2)に示す。トリリニア型については、振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5.2.7(2)に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5.2.8(3)に示す。

バイリニア型では、振れ止め装置の変位が塑性率 20 の最大荷重時の 2 次勾配のものが最も試験結果に近く、他のものは試験結果よりも大きく求められる傾向がある。振れ止め装置の荷重は塑性率 5 の荷重漸増時の 2 次勾配のものが試験結果よりも大きく求められ、他のものも試験結果よりも大きく求められるものの、塑性率 5 の荷重漸増時の 2 次勾配のものに比べると試験結果に近い傾向を示す。振れ止め装置の吸収エネルギーは塑性率 20 の最大荷重時の 2 次勾配のものが最も試験結果に近く、他のものは試験結果よりも大きく求められる傾向がある。支持構造とボイラーの加速度及び変位については振れ止め装置の応答ほどの差はなく、塑性率 20 の最大荷重時の 2 次勾配のものが変位をやや大きく求める傾向があり、塑性率 5 の荷重漸増時の 2 次勾配のものが、支持構造の各応答をやや小さく、ボイラーの各応答をやや大きく求める傾向がある。

トリリニア型では、振れ止め装置の荷重だけがどのモデルも同様であること以外は 2 次勾配が同じバイリニア型と同様の傾向がある。

したがって、試験結果の応答を最もよく再現できるモデルとしては、バイリニア型の 2 次勾配が塑性率 20 の最大荷重時のものを採用する。

(C) 硬化則

硬化則については、移動硬化則と等方硬化則について実施した。振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5.2.7(3)に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5.2.8(4)に示す。

等方硬化則の振れ止め装置の変位は、片振幅では試験結果と同等な場合もあるが、両振幅では試験結果よりも小さく求められる傾向がある。また、振れ止め装置の荷重はどちらの場合も試験結果よりも大きく求められるが、移動硬化則の場合よりも等方硬化則の場合の方が大きく求められる傾向がある。振れ止め装置の吸収エネルギーは等方硬化則の場合は全体系試験結果及び移動硬化則の場合よりも小さく求められる傾向がある。これは等方硬化則の場合は塑性変形が進むと降伏荷重が増加する一方なので、降伏しにくくなるためと考えられる。したがって、等方硬化則は全体系試験の振れ止め装置のような繰り返し変形の起こるものには適さないことが分かった。

(D) 地震レベル

地震レベルについては、振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5.2.7(4)、(5)に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5.2.8(5)に示す。

図 5.2.7(4)、(5)から、振れ止め装置の変位及び荷重は地震レベルが地震レベル 2 の場

合は全体系試験結果と同等か大きく求められるが、地震レベル 1 では荷重は同等か小さく求められ、変位は小さく求められる傾向がある。そして、地震レベル 1 の場合は 2 次勾配が塑性率 5 の荷重漸増時以外は振れ止め装置がほとんど塑性しない結果になり、吸収エネルギーはすべて小さく求められる。

振れ止め装置の想定している塑性率は地震レベル 2 の場合は 20 であり、地震レベル 2 の場合の振れ止め装置の応答は塑性率 20 の最大荷重負荷時の 2 次勾配のもので比較的良好に合っている。しかし、地震レベル 1 の場合の想定している塑性率は 5 であり、地震レベル 1 の応答は塑性率 5 の 2 次勾配のものでも試験結果を小さく見積もる傾向がある。これは次のように考えられる。

図 5.2.9 に振れ止め装置の解析モデルの塑性率の影響の説明図を示す。この図の塑性率は振れ止め装置の変位を降伏変位で除したものであるから、荷重－塑性率特性は荷重－変位特性と同等である。一般に、荷重－変位特性は変位が大きくなるほど傾きは小さくなり、見かけの剛性は変位とともに小さくなるので、(a) のような塑性率と荷重及び剛性の関係になる。この図から、塑性率が 20 程度と比較的大きい場合は塑性率に対して剛性の変化が小さいが、塑性率が 5 程度の比較的小さい場合は塑性率に対して剛性の変化が大きく、塑性率 20 の場合より塑性率 5 の方が剛性の設定が難しいことが分かる。また、解析モデルの降伏荷重は(b)のように設定されるので、剛性の影響を受けやすい。そして、試験で想定した塑性率 5 というのは最大応答として大きめに見積もったものであるが、影響の受けやすい塑性率を大きめに見積もっているため、解析モデルの降伏荷重は大きく設定されていると考えられる。したがって、塑性しにくいモデルになっているため、振れ止め装置の応答変位や吸収エネルギーを小さく求める傾向があると考えられる。

振れ止め装置の応答は上記のように地震レベル 1 の時に小さく求める傾向があるが、図 5.2.8(5) より、支持構造及びボイラーの応答に関しては、そのような傾向はなく、どの地震レベルでも試験結果と同等か大きく求められる傾向がある。

(E) 設計モデルとの比較

設計モデルとの比較として、振れ止め装置が塑性しないと仮定した弾性モデルの結果とあわせて、振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5.2.7(6) に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5.2.8(6) に示す。

設計モデルの傾向としては、振れ止め装置の変位と吸収エネルギーを大きく求める傾向があること以外は試験結果をよく再現している。ただし、地震レベルがレベル 1 の場合は他のモデルと同様に、支持構造及びボイラーの応答は同等に求められるものの、振れ止め装置の応答を小さく求める傾向がある。

表 5.2.2 リンク式 A1 タイプ振れ止め装置の解析モデル一覧

モデル番号	ガタ	2 次勾配	3 次勾配 (トリリニア型のみ)	硬化則
A111	詳細	塑性率 5 荷重漸増時		移動硬化則
A112		塑性率 5 最大荷重時		
A113		塑性率 20 荷重漸増時		
A114		塑性率 20 最大荷重時	—	
A115		塑性率 5 荷重漸増時	塑性率 20 最大荷重時	
A116		塑性率 5 荷重漸増時	塑性率 20 荷重漸増時	
A117		塑性率 5 最大荷重時	塑性率 20 最大荷重時	
A121	等価線形	塑性率 5 荷重漸増時	—	
A122		塑性率 5 最大荷重時	—	
A123		塑性率 20 荷重漸増時	—	
A124		塑性率 20 最大荷重時	—	
A125		塑性率 5 荷重漸増時	塑性率 20 最大荷重時	
A126		塑性率 5 荷重漸増時	塑性率 20 荷重漸増時	
A127		塑性率 5 最大荷重時	塑性率 20 最大荷重時	
A131	ガタ未考慮 1 (1, 2 次勾配共に ガタ分だけシフト)	塑性率 5 荷重漸増時	—	
A132		塑性率 5 最大荷重時	—	
A133		塑性率 20 荷重漸増時	—	
A134		塑性率 20 最大荷重時	—	
A141	ガタ未考慮 2 (1 次勾配のみガタ 分だけシフト)	塑性率 5 荷重漸増時	—	
A142		塑性率 5 最大荷重時	—	
A143		塑性率 20 荷重漸増時	—	
A144		塑性率 20 最大荷重時	—	
A161	等価線形	塑性率 5 荷重漸増時	—	等方硬化則
A162		塑性率 5 最大荷重時	—	
A163		塑性率 20 荷重漸増時	—	
A164		塑性率 20 最大荷重時	—	
A171	ガタ未考慮 1 (1, 2 次勾配共に ガタ分だけシフト)	塑性率 5 荷重漸増時	—	
A172		塑性率 5 最大荷重時	—	
A173		塑性率 20 荷重漸増時	—	
A174		塑性率 20 最大荷重時	—	
A181	ガタ未考慮 2 (1 次勾配のみガタ 分だけシフト)	塑性率 5 荷重漸増時	—	
A182		塑性率 5 最大荷重時	—	
A183		塑性率 20 荷重漸増時	—	
A184		塑性率 20 最大荷重時	—	
A0	等価線形	現行設計モデル	—	移動硬化則
AE	ガタ未考慮	1 次勾配のみ (弾性変形のみ)		

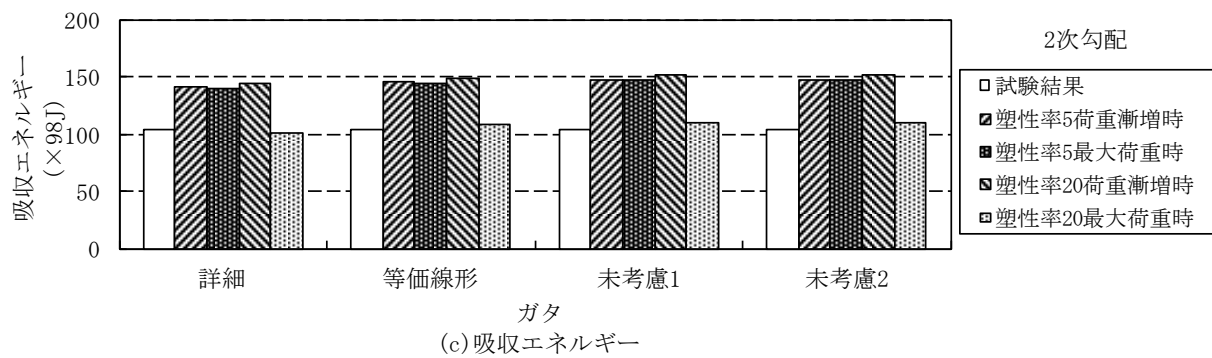
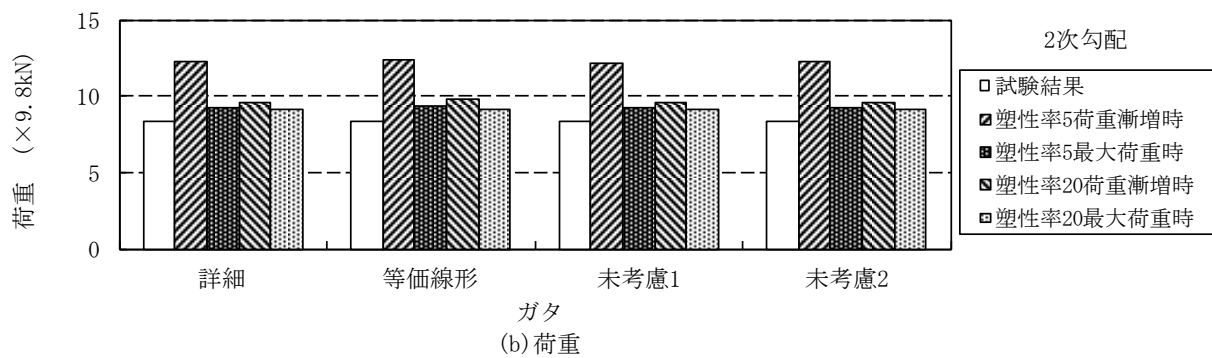
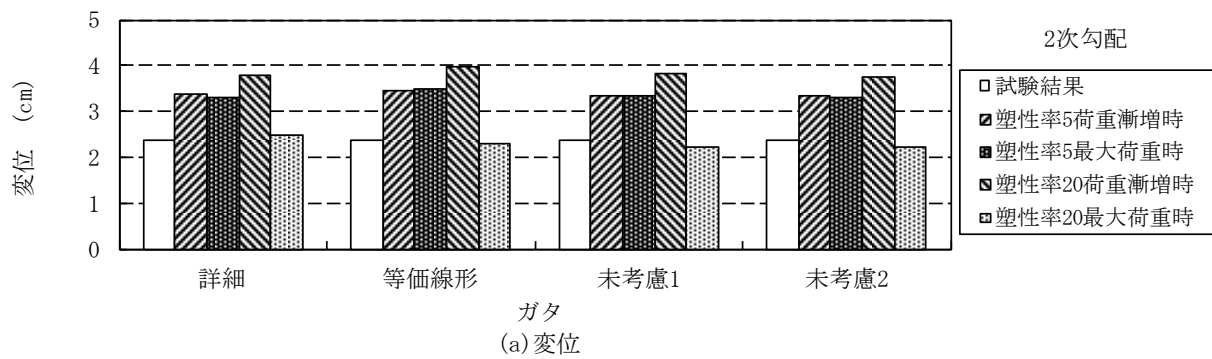


図5.2.7(1) 振れ止め装置の応答に及ぼすガタと2次勾配の影響
(A1タイプ, 移動硬化則, レベル2)

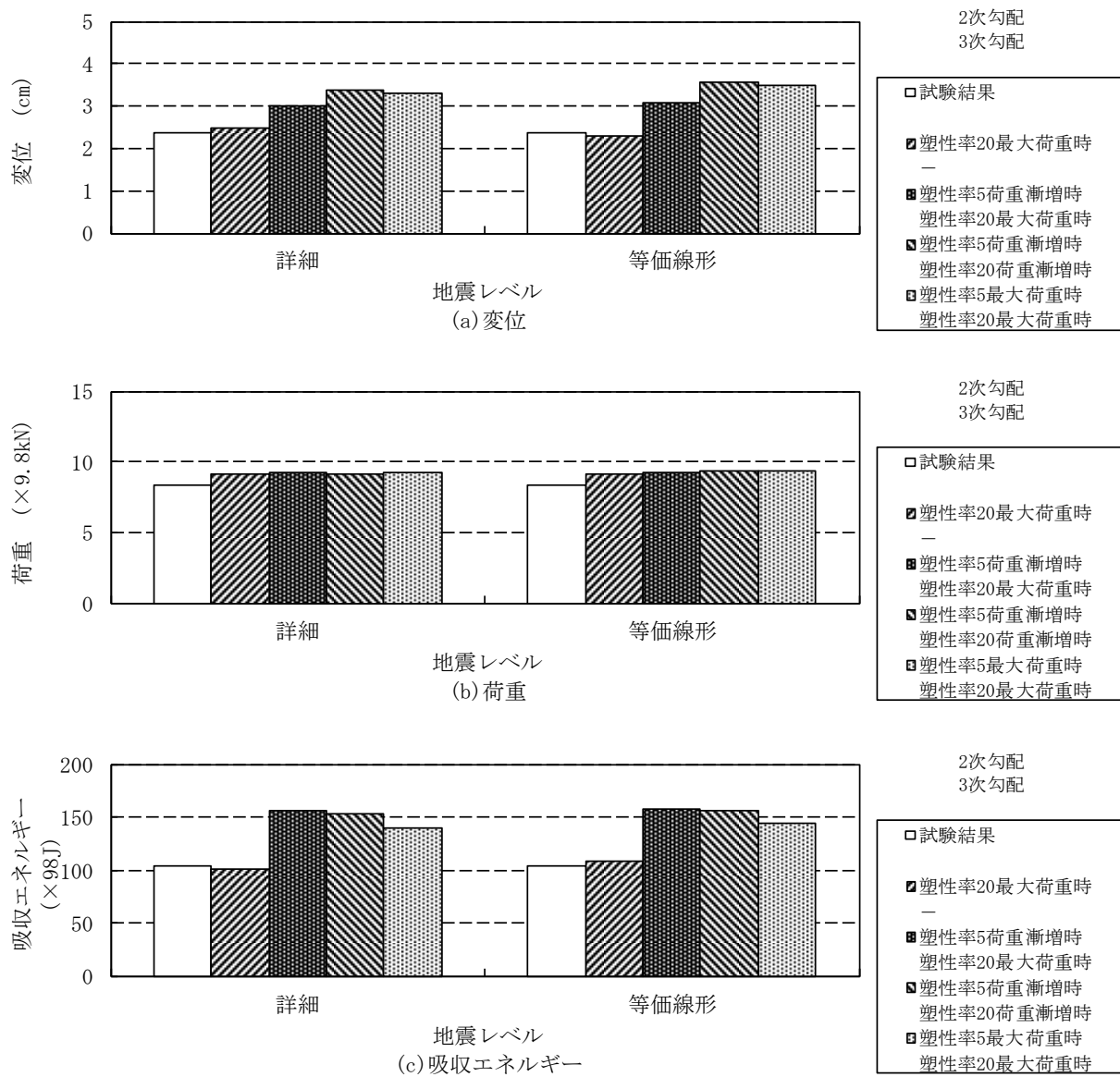


図5. 2. 7(2) 振れ止め装置の応答に及ぼすガタと2次及び3次勾配の影響
(A1タイプ, 移動硬化則, レベル2)

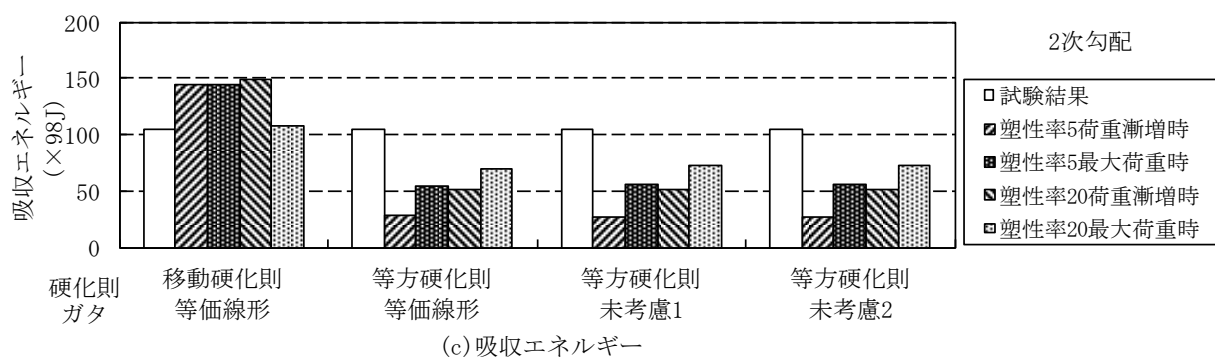
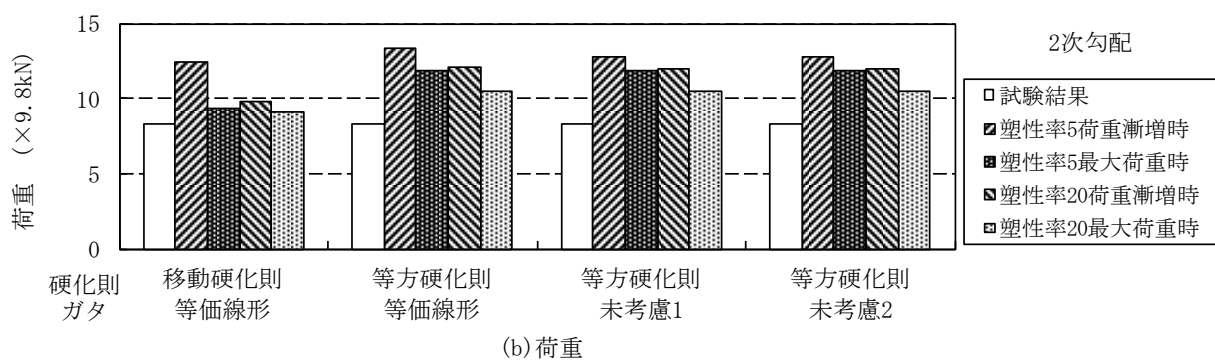
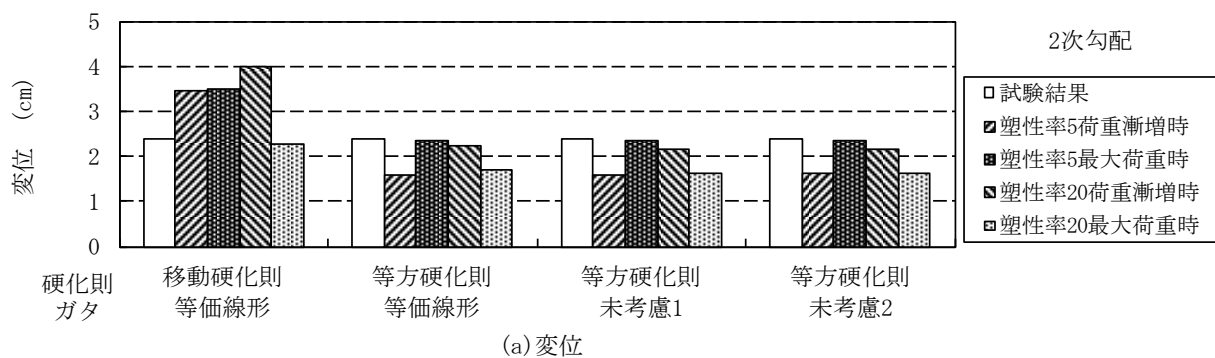


図5.2.7(3) 振れ止め装置の応答に及ぼす硬化則の影響
(A1タイプ, レベル2)

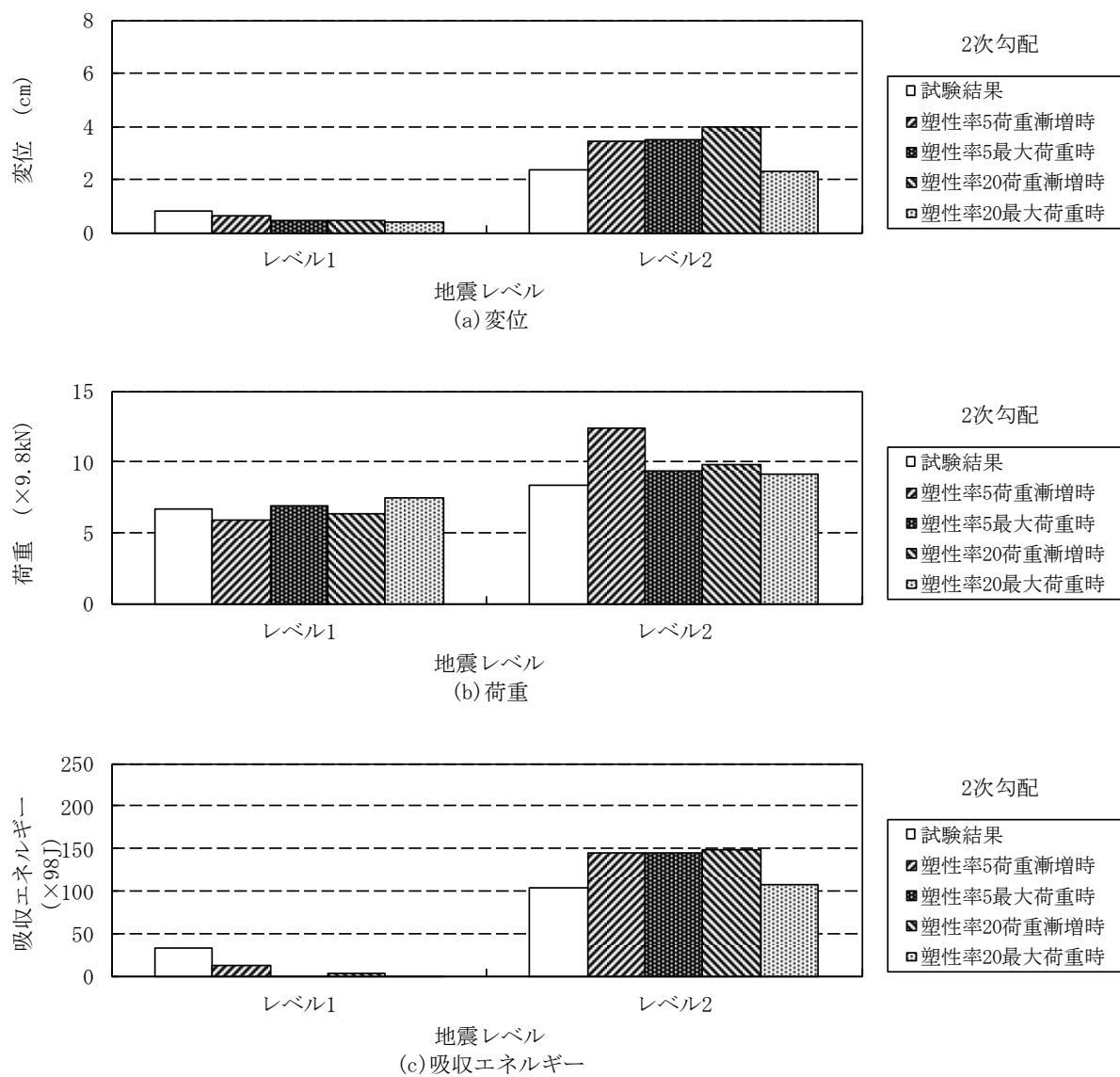


図5.2.7(4) 振れ止め装置の応答に及ぼす2次勾配と地震レベルの影響
(A1タイプ, 等価線形, 移動硬化則)

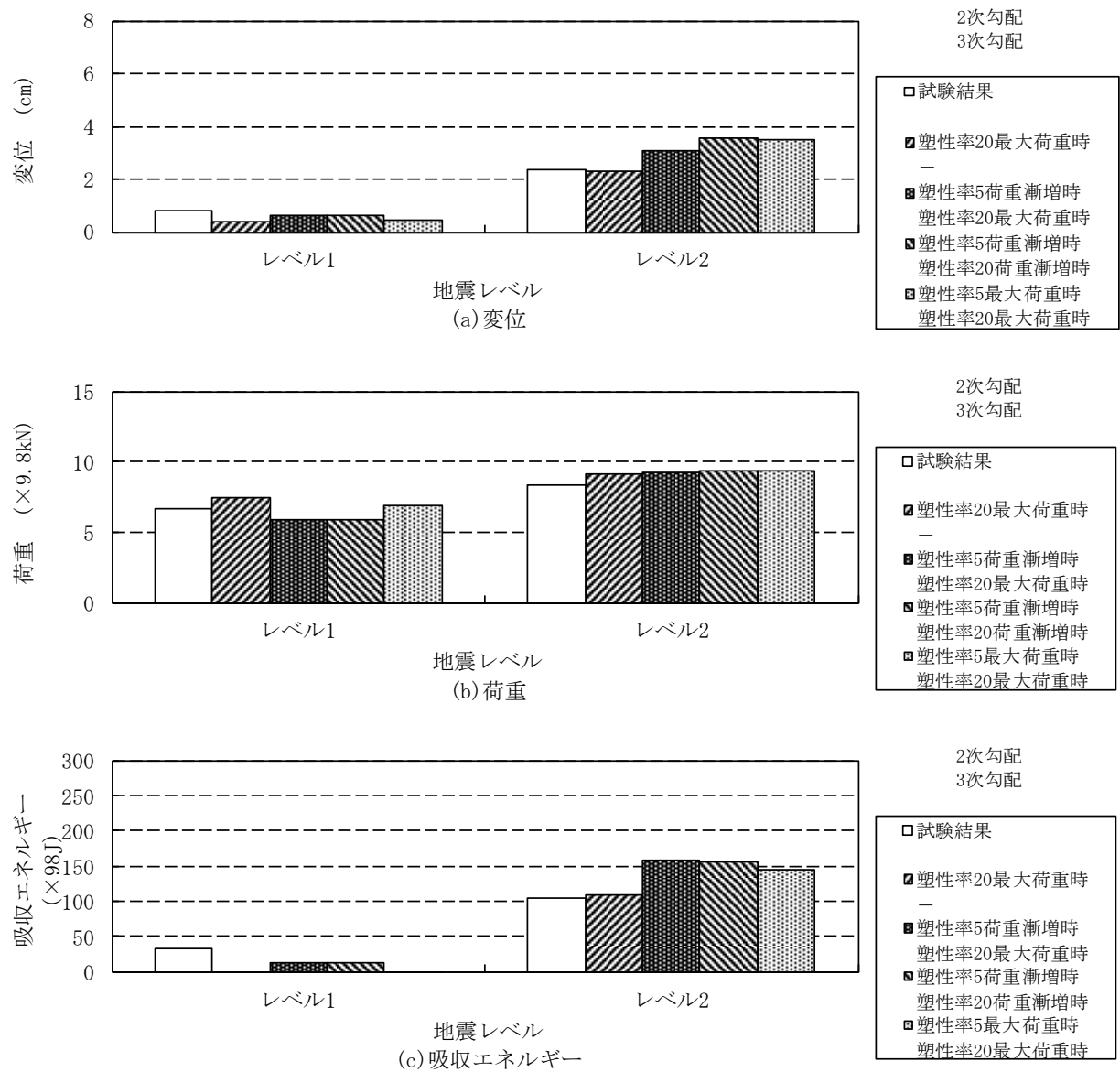


図5.2.7(5) 振れ止め装置の応答に及ぼす2次及び3次勾配と地震レベルの影響
(A1タイプ, 等価線形, 移動硬化則)

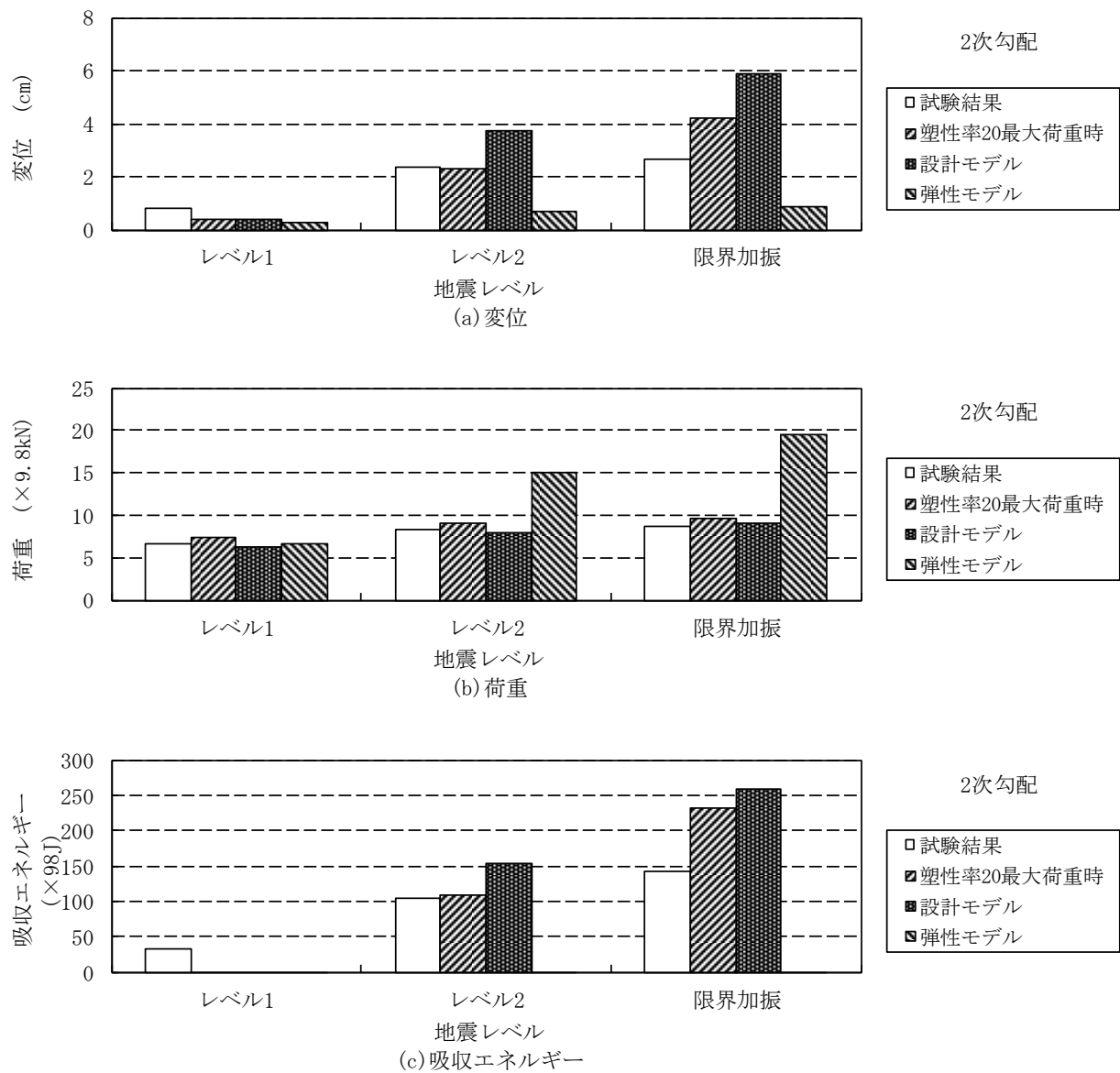


図5.2.7(6) 設計モデル及び弾性モデルとの振れ止め装置の応答の比較
(A1タイプ, 等価線形, 移動硬化則)

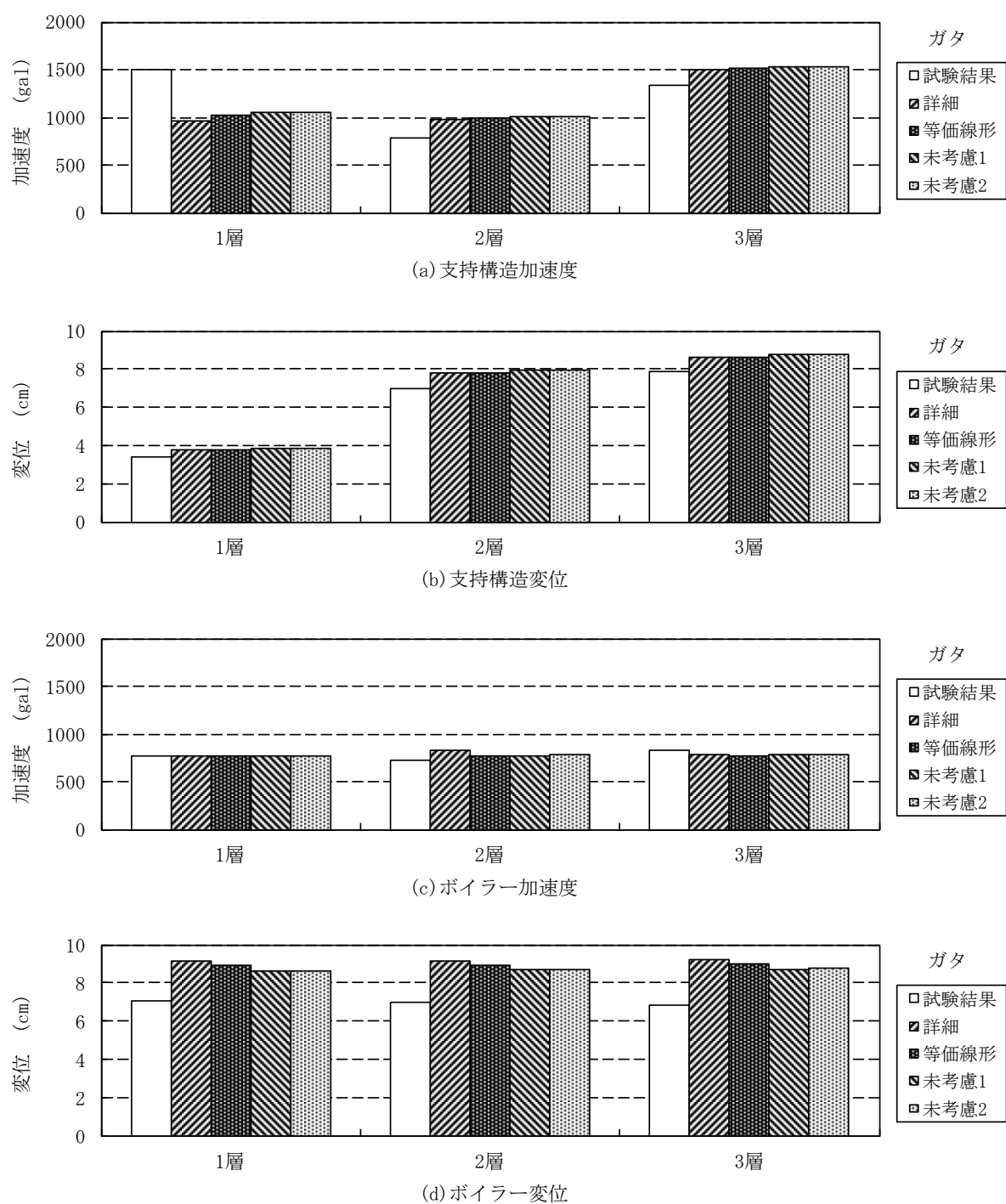


図5.2.8(1) 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼすガタの影響
(A1タイプ, 2次勾配: 塑性率20最大荷重, 移動硬化則, レベル2)

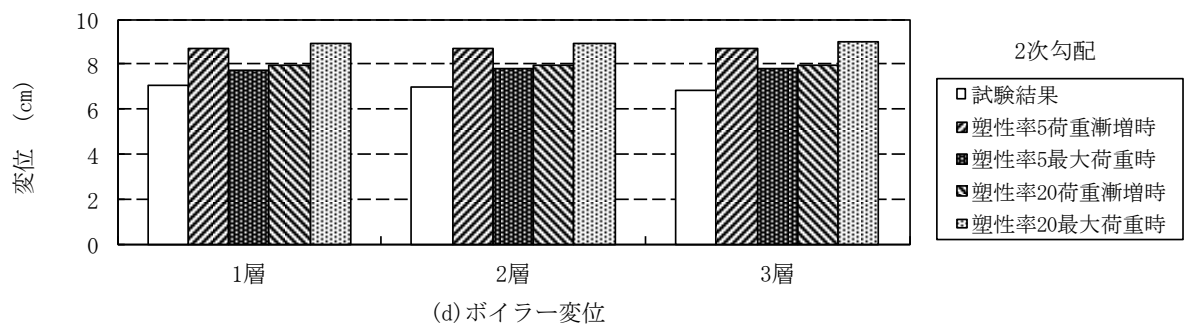
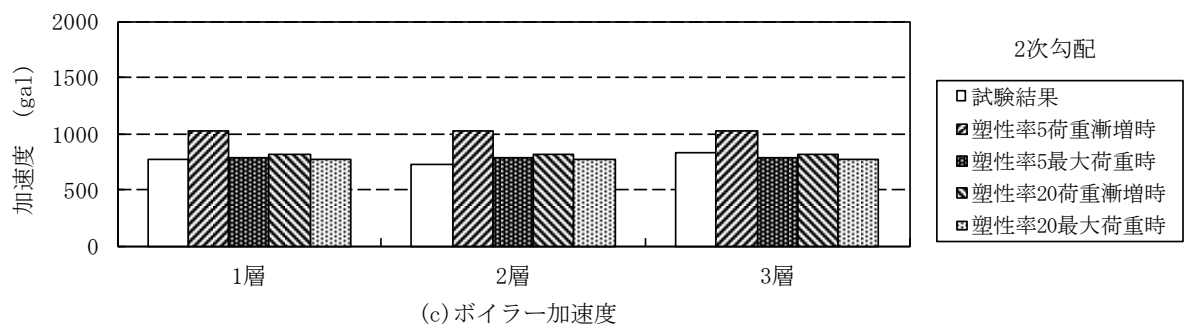
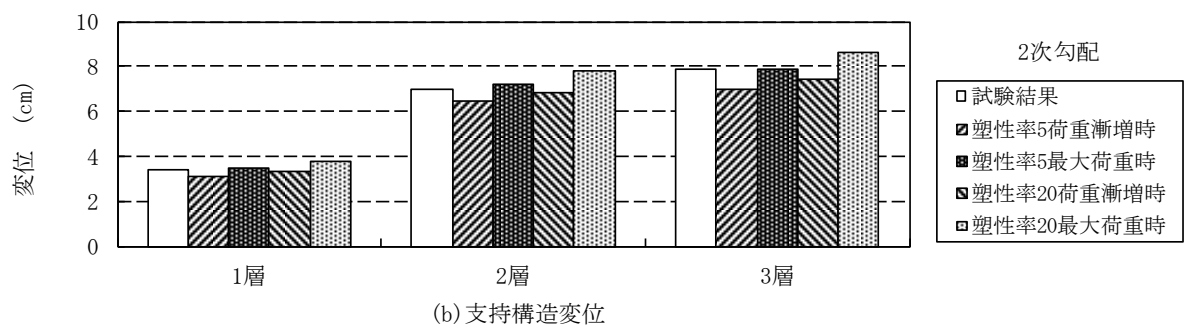
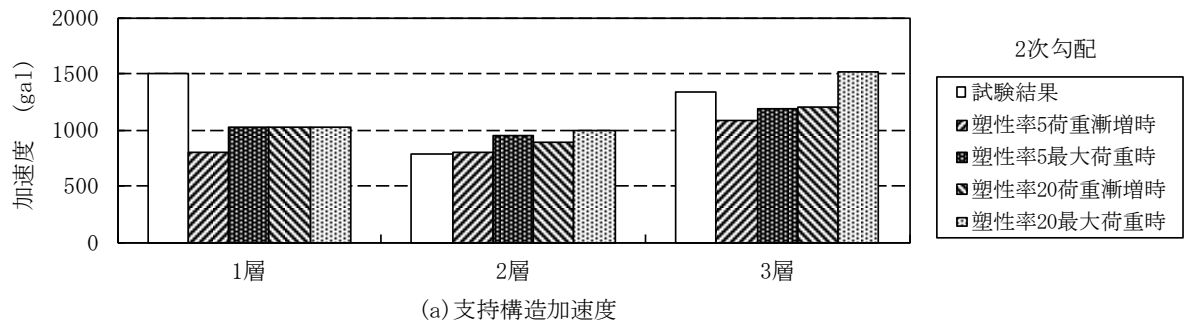


図5. 2. 8 (2) 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼす2次勾配の影響
 (A1タイプ, 等価線形, 移動硬化則, レベル2)

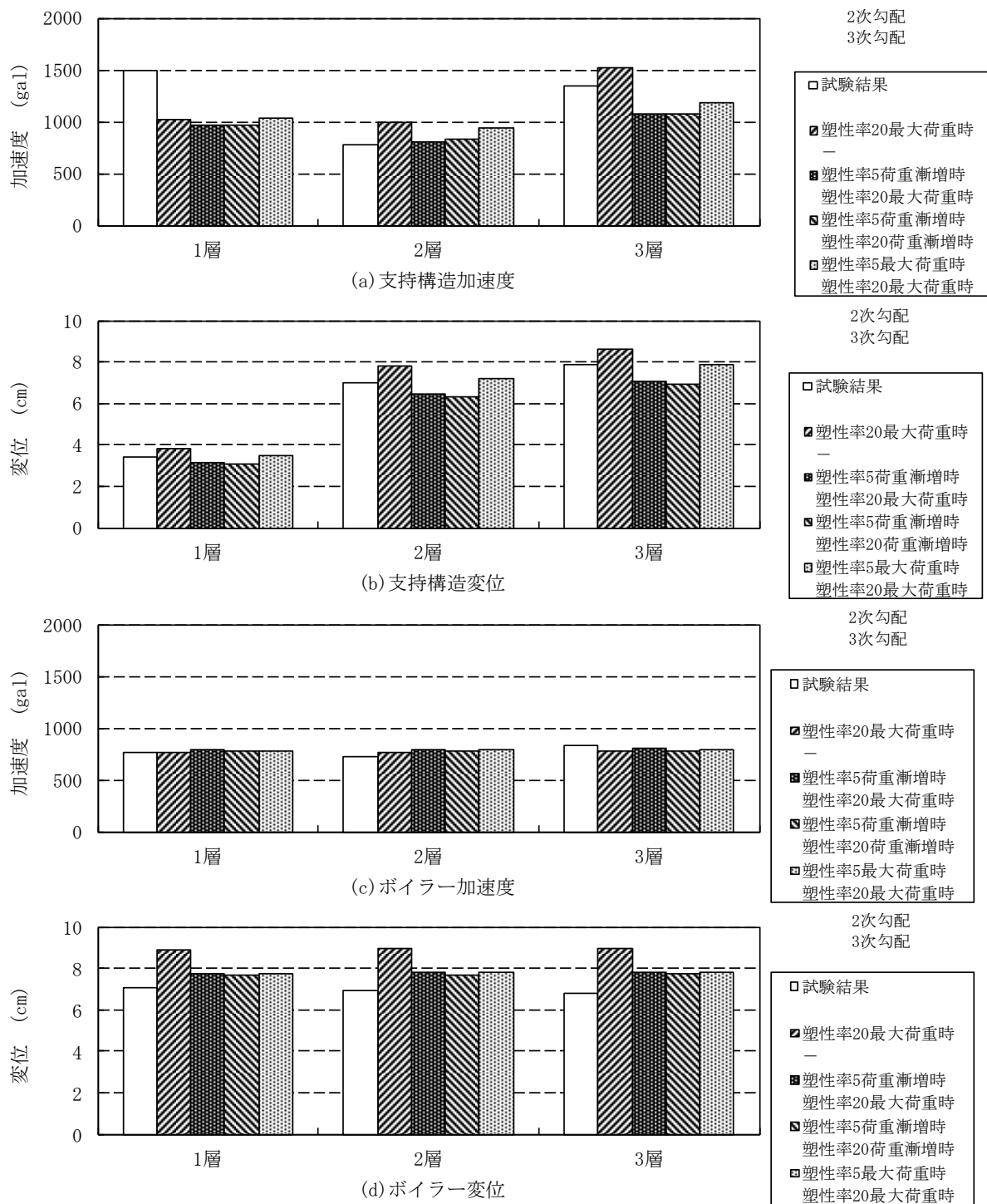
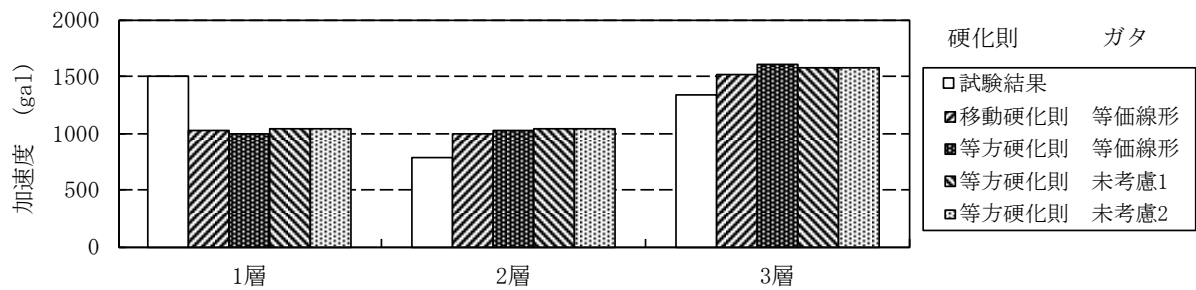
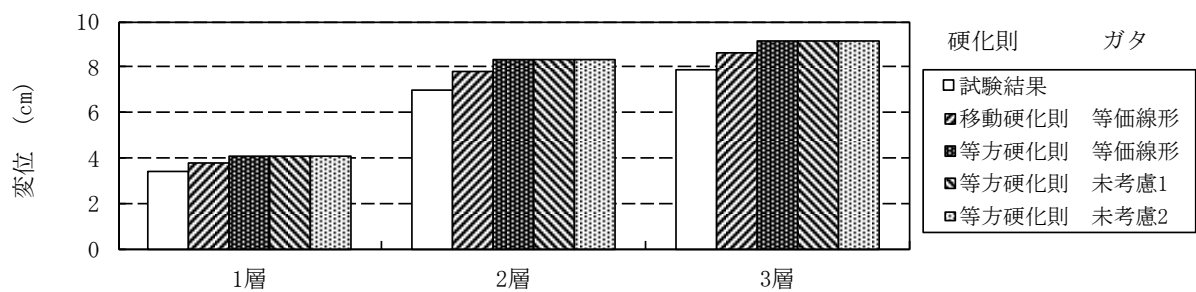


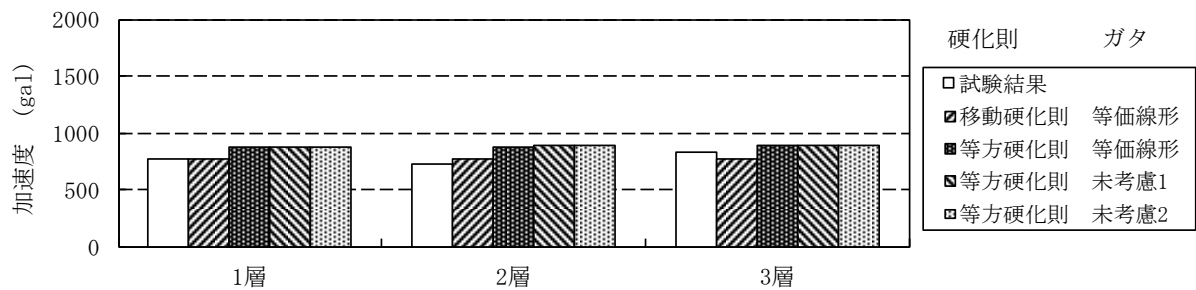
図5.2.8(3) 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼす2次及び3次勾配の影響
(A1タイプ, 等価線形, 移動硬化則, レベル2)



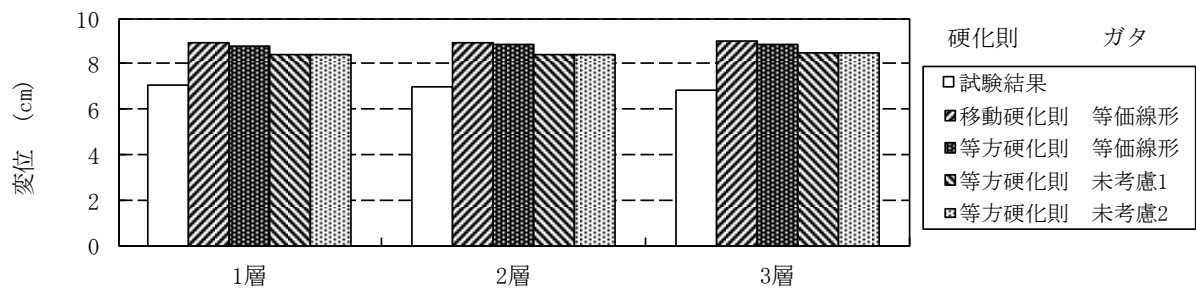
(a) 支持構造加速度



(b) 支持構造変位

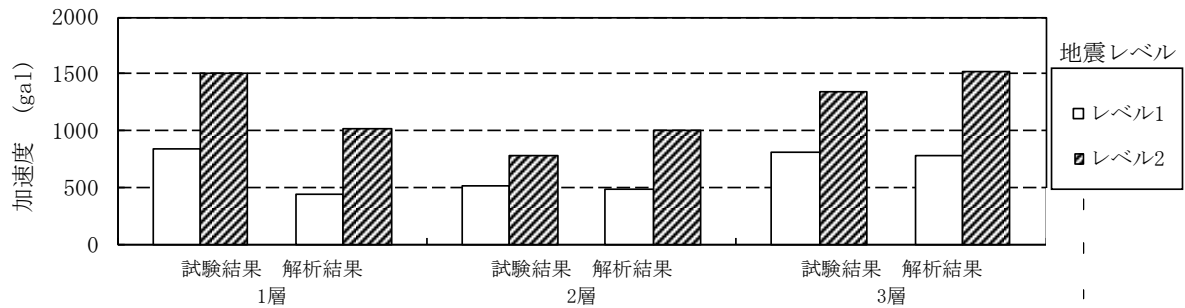


(c) ボイラー加速度

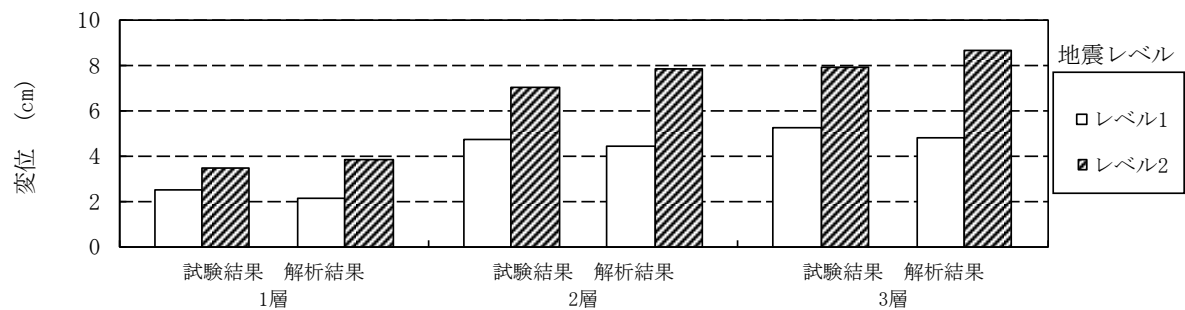


(d) ボイラー変位

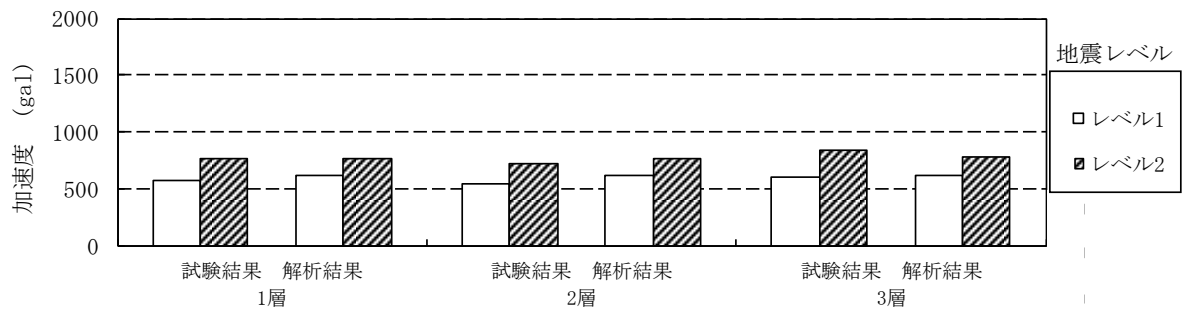
図5.2.8(4) 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼす硬化則の影響
(A1タイプ, 2次勾配: 塑性率20最大荷重, レベル2)



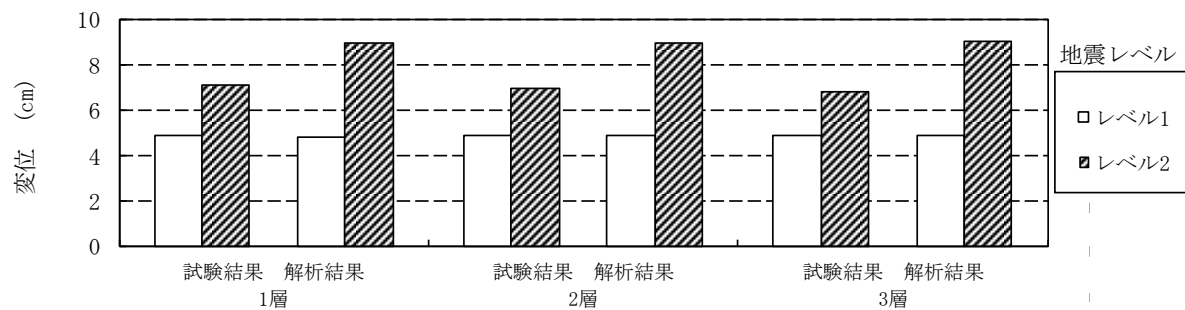
(a) 支持構造加速度



(b) 支持構造変位

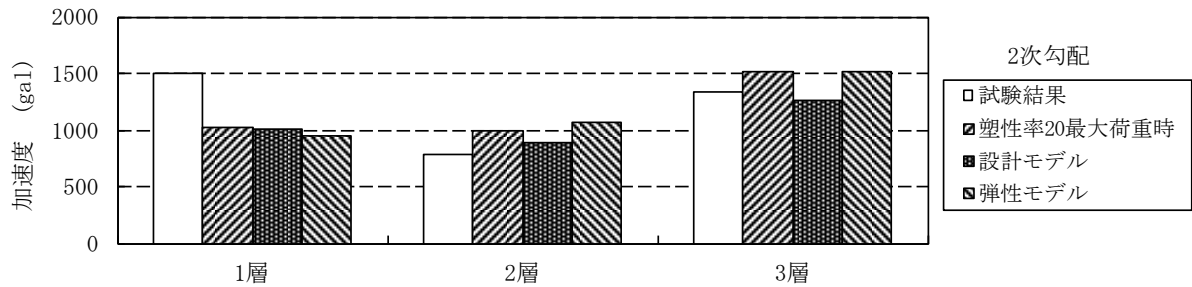


(c) ボイラー加速度

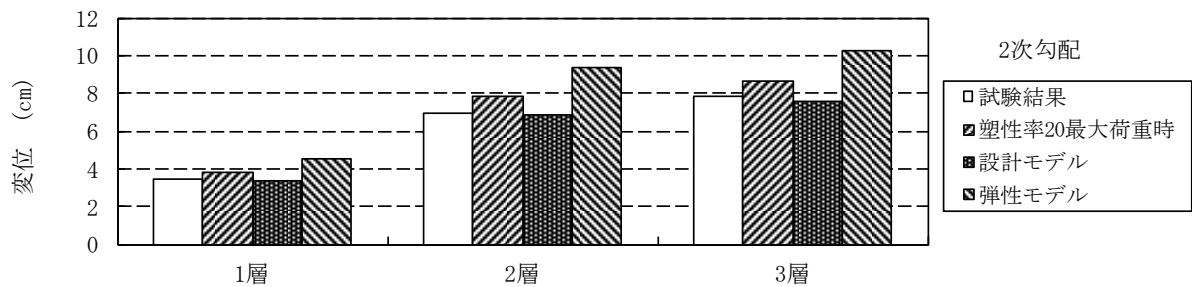


(d) ボイラー変位

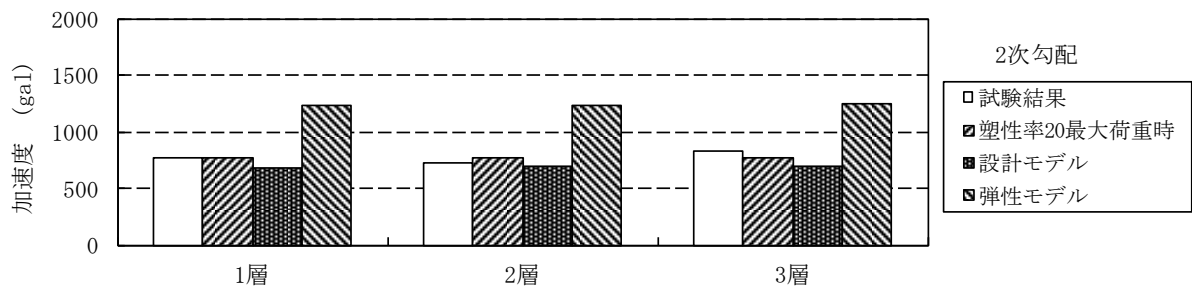
図5.2.8(5) 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼす地震レベルの影響
(A1タイプ, 等価線形, 2次勾配: 塑性率20最大荷重, 移動硬化則)



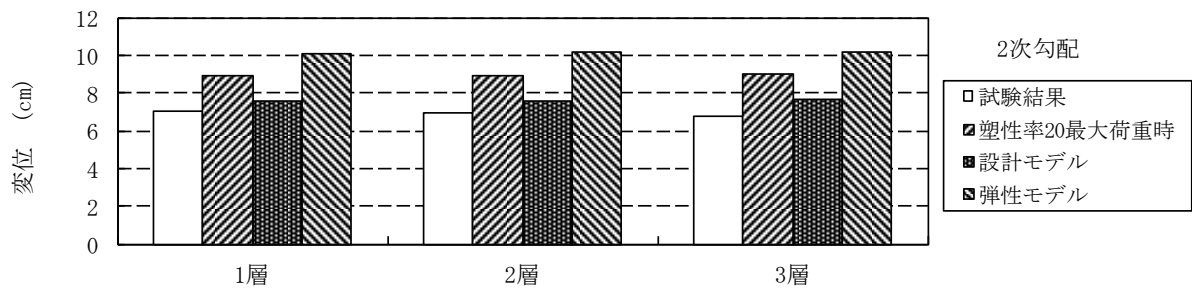
(a) 支持構造加速度



(b) 支持構造変位

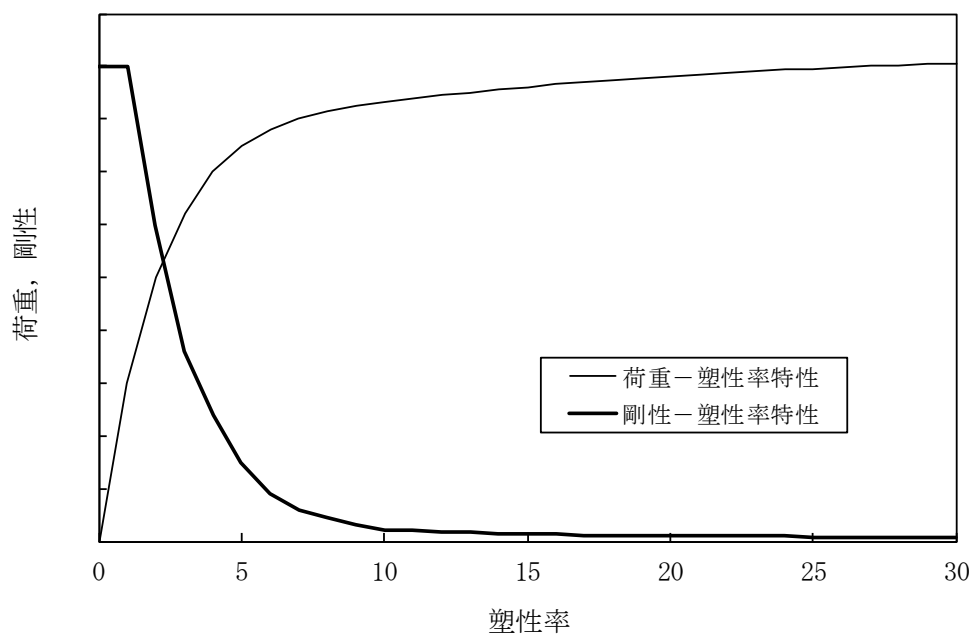


(c) ボイラー加速度

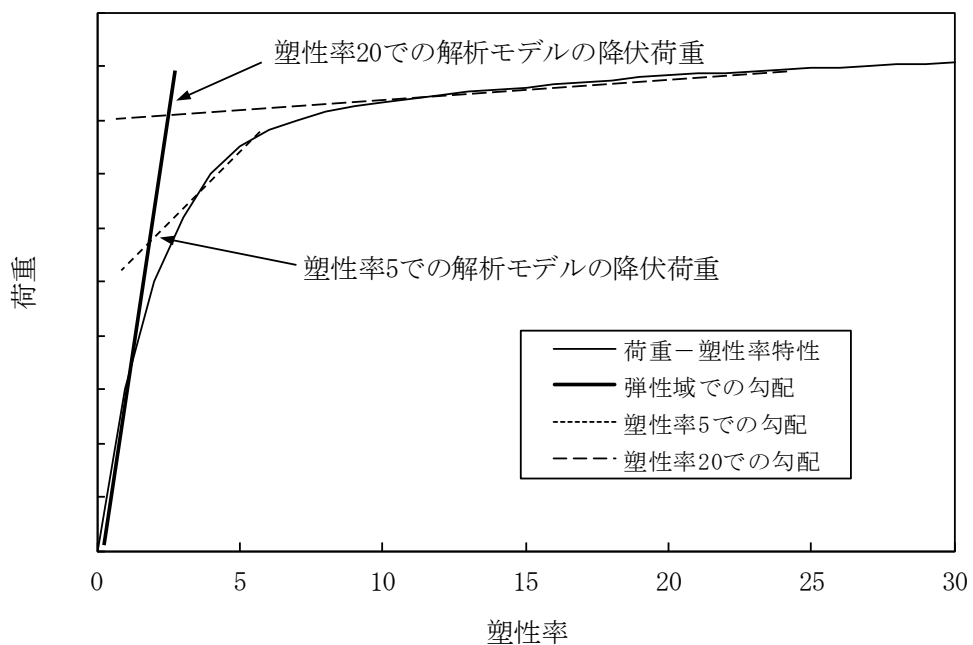


(d) ボイラー変位

図5.2.8(6) 設計モデル及び弾性モデルとの支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の比較
(A1タイプ, 等価線形, 移動硬化則, レベル2)



(a) 塑性率と荷重及び剛性の関係 (模式図)



(b) 塑性率と解析モデルの降伏荷重の関係

図5.2.9 振れ止め装置の復元力特性に対する塑性率の影響

2. 3. 2 リンク式 A2 タイプ

(1) 振れ止め装置解析モデル

表 5.2.3 にリンク式 A2 タイプ振れ止め装置の解析モデルの条件一覧を示す。

表 5.2.3 リンク式 A2 タイプ振れ止め装置の解析モデル一覧

モデル番号	ガタ	2 次勾配	3 次勾配 (トリリニア型のみ)	硬化則
A221	等価線形	塑性率 5 荷重漸増時	—	移動硬化則
A222		塑性率 5 最大荷重時	—	
A231	ガタ未考慮 1 (1, 2 次勾配共に ガタ分だけシフト)	塑性率 5 荷重漸増時	—	
A232		塑性率 5 最大荷重時	—	
A241	ガタ未考慮 2 (1 次勾配のみガタ 分だけシフト)	塑性率 5 荷重漸増時	—	
A242		塑性率 5 最大荷重時	—	

(2) 解析条件

解析に用いた入力地震波の地震レベルはレベル 2 である。

(3) 解析結果

解析結果として、図 5.2.10 に振れ止め装置の変位と荷重の最大値、図 5.2.11(1)、(2) に支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を示す。

全体的な傾向としては、支持構造の 1 層と 3 層及びボイラーの加速度は全体系試験結果より小さく求められ、それ以外の加速度と変位は試験結果と同等か大きく求められる。その特徴としては、リンク式 A1 タイプの場合と同様に、支持構造 1 層及び 3 層の加速度の高周波数成分が試験結果より小さいため、最大値で比較すると試験結果より小さくなり、リンク式 A2 タイプではその高周波数成分がボイラーの加速度の方にも現れているためこのような傾向を示す。そして、変位については A1 タイプと同様に、加速度ほど高周波数成分が現れないためそのような傾向はない。また、振れ止め装置の変位と荷重はどちらも全体系試験結果よりも小さく求められる傾向がある。これは、支持構造やボイラーの加速度の場合と同様に、高周波数成分が試験結果より小さく、最大値で比較すると試験結果より小さくなるためである。

これらの結果から、設定した各パラメータの傾向を以下に示す。

(A) ガタ

A2 タイプにおけるガタは、等価線形と未考慮 1、未考慮 2 の 3 種類について実施した。振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5.2.10 に、支持構造及び

ボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5. 2. 11(1)に示す。

これらの図から、各応答結果に対するガタの影響は他のパラメータよりも小さいものであった。この傾向はリンク式 A1 タイプと同様であり、リンク式 A2 タイプのガタも等価線形で十分モデル化ができると考えられる。

(B) 復元力特性

復元力特性は、2 次勾配が異なるバイリニア型のみを実施した。振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5. 2. 10 に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5. 2. 11(2)に示す。

これらの図から、各応答に対する 2 次勾配の影響は、支持構造及びボイラーの加速度と変位ではあまり大きくないことが分かる。しかし、振れ止め装置の荷重－変位特性から 2 次勾配が塑性率 5 の最大荷重時の場合では振れ止め装置が塑性しておらず、塑性率 5 の荷重漸増時でもやや塑性しているが、試験結果の 4 分の 1 程度の吸収エネルギーしか求められていない。これは、A1 タイプの地震レベル 1 の場合と同様に、想定した塑性率 5 程度の塑性率の時は塑性率に対する剛性と降伏荷重の変化が大きいことと塑性率を大きめに想定していることが原因と考えられる。したがって、試験結果の応答を最もよく再現できるモデルとしては、少なくとも塑性することを再現できる、2 次勾配が塑性率 5 の荷重漸増時のものを採用する。

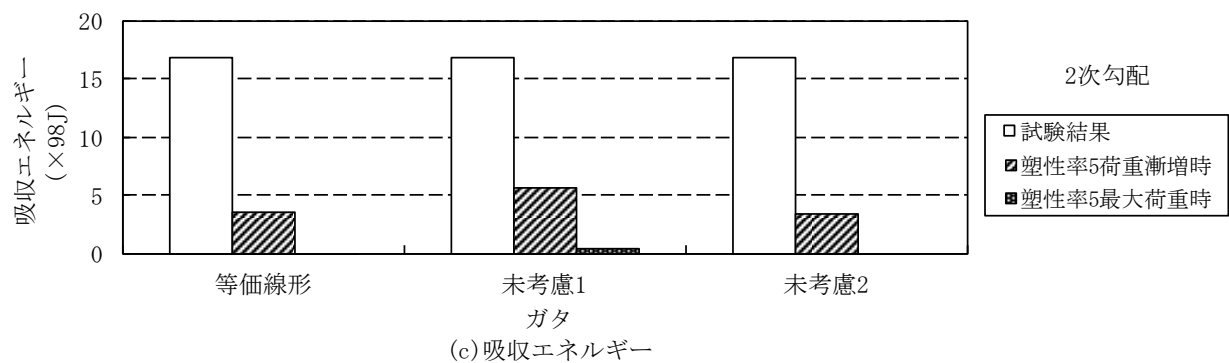
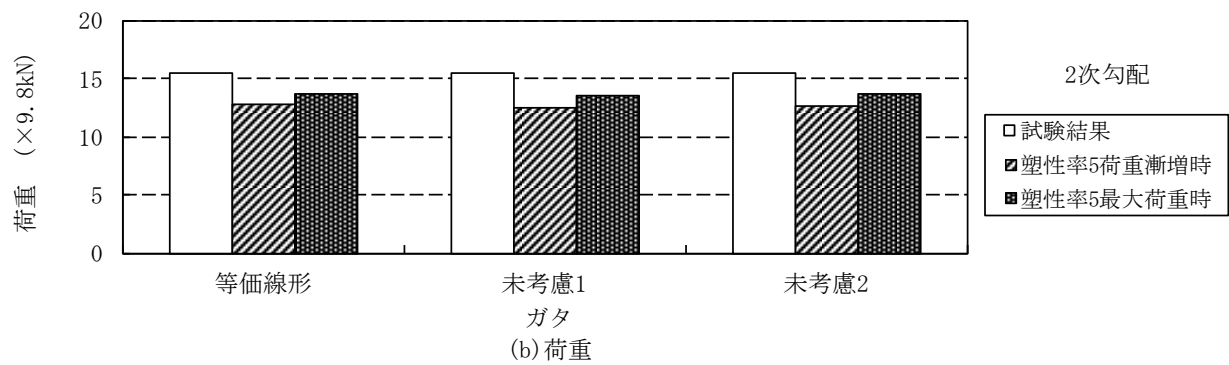
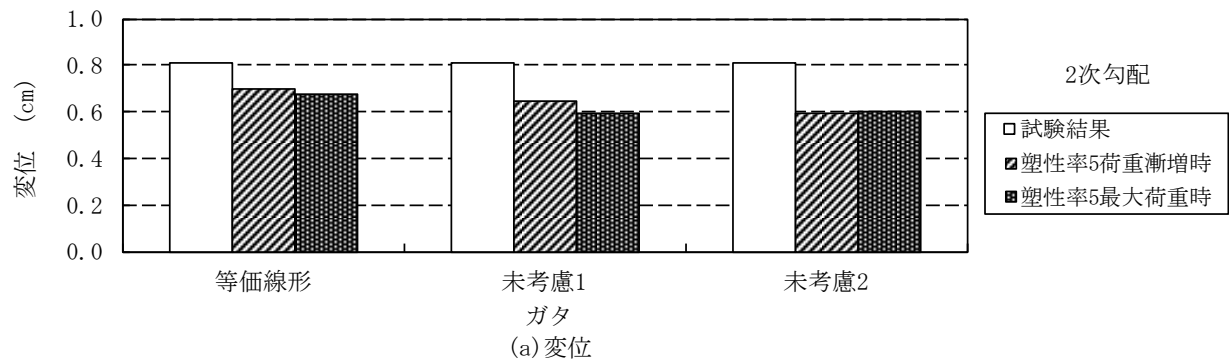


図5.2.10 振れ止め装置の応答に及ぼすガタと2次勾配の影響
(A2タイプ, 移動硬化則, レベル2)

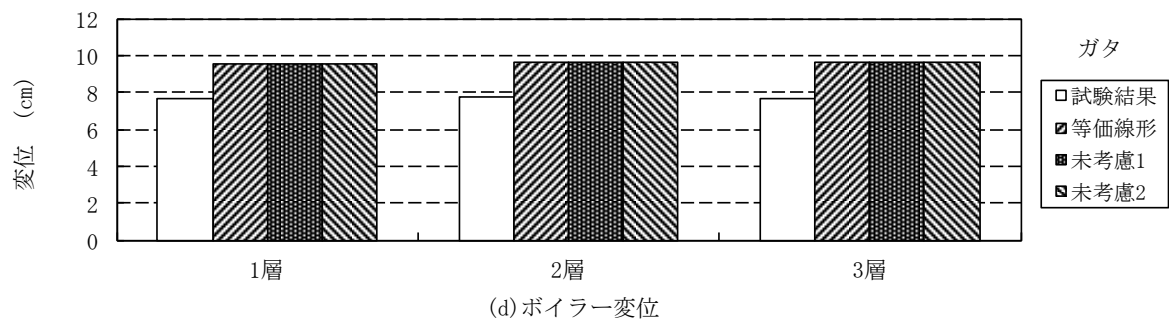
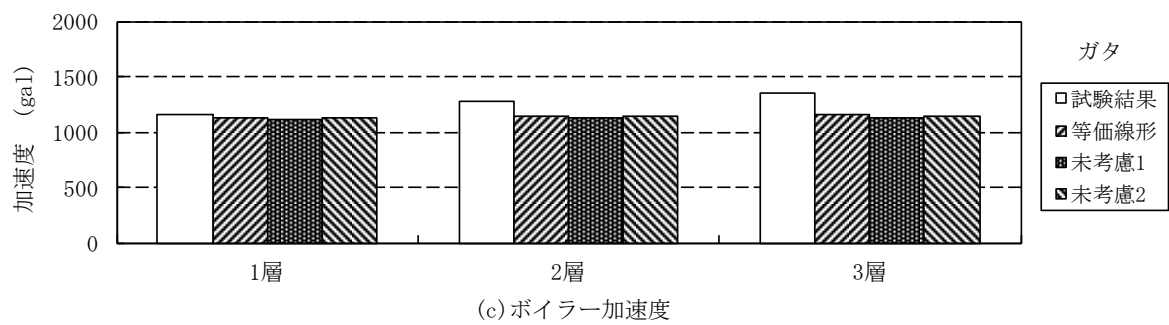
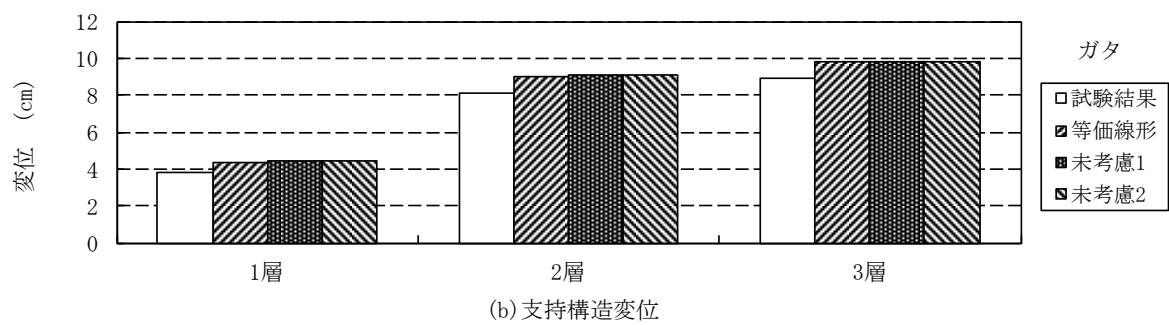
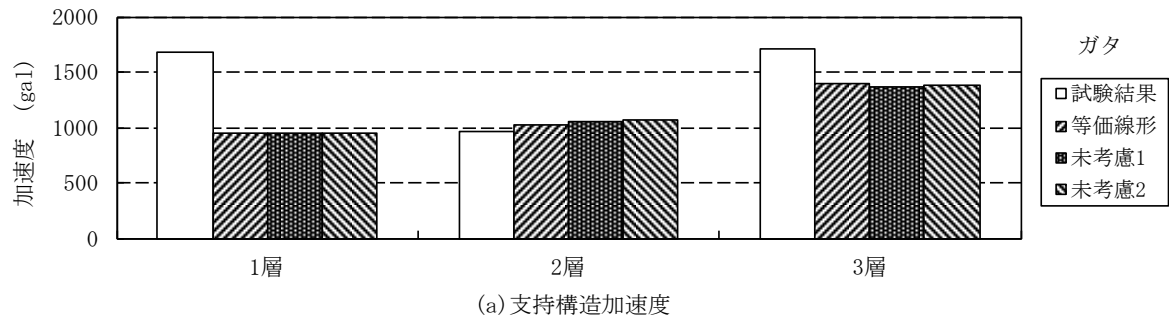


図5. 2. 11(1) 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼすガタの影響
(A2タイプ, 2次勾配: 塑性率5最大荷重, 移動硬化則, レベル2)

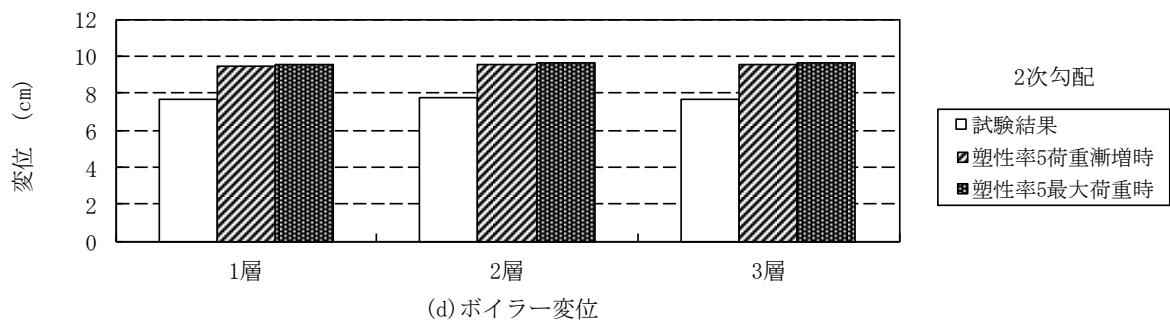
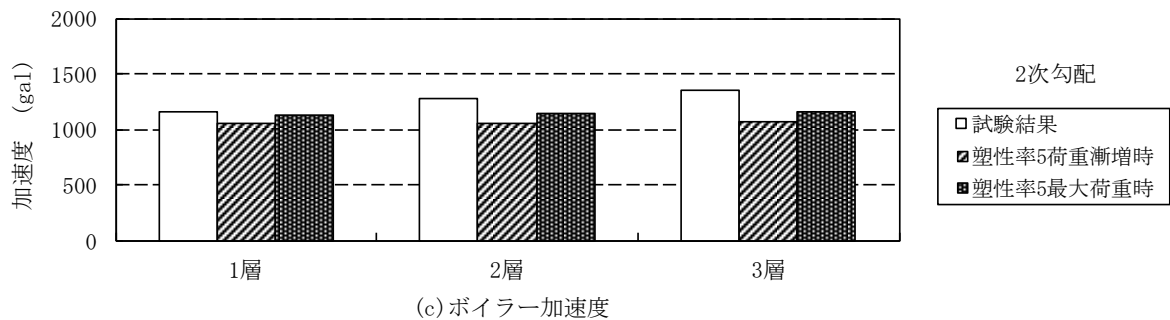
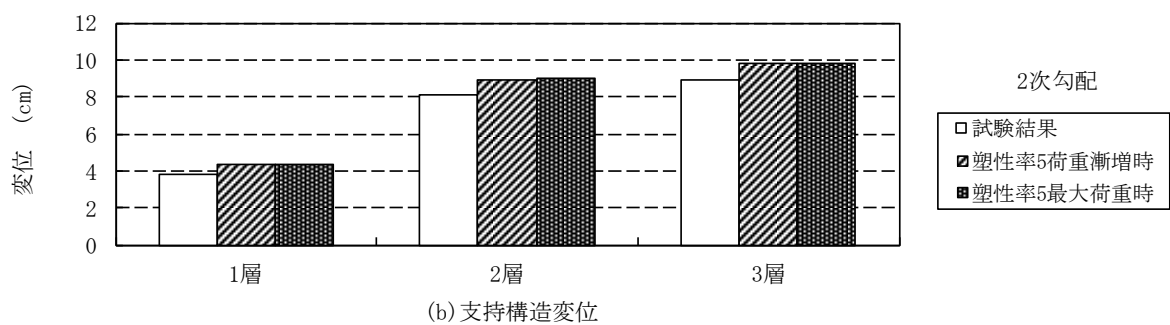
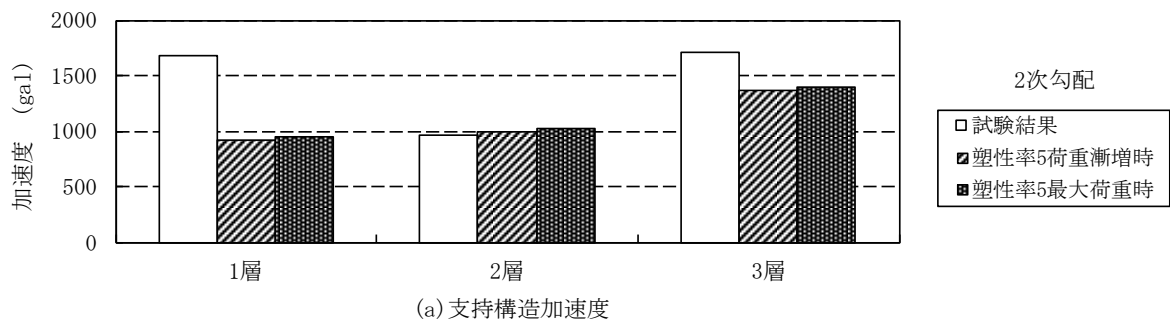


図5. 2. 11 (2) 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼす2次勾配の影響
(A2タイプ, 等価線形, 移動硬化則, レベル2)

2. 3. 3 挟み込み式 B1 タイプ

(1) 振れ止め装置解析モデル

表 5.2.4 に挟み込み式 B1 タイプ振れ止め装置の解析モデルの条件一覧を示す。

表Ⅳ. 2. 3-3 挟み込み式 B1 タイプ振れ止め装置の解析モデル一覧

モデル番号	ガタ	2 次勾配	3 次勾配 (トリリニア型のみ)	硬化則
B111	—	塑性率 5 荷重漸増時	—	移動硬化則
B112	—	塑性率 5 最大荷重時	—	
B113	—	塑性率 20 荷重漸増時	—	
B114	—	塑性率 20 最大荷重時	—	

(2) 解析条件

解析に用いた入力地震波の地震レベルはレベル 2 である。

(3) 解析結果

解析結果として、図 5.2.12 に振れ止め装置の変位と荷重の最大値、図 5.2.13 に支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を示す。

全体的な傾向としては、支持構造の 1 層とボイラーの 3 層の加速度は全体系試験結果より小さく求められ、ボイラーの変位は試験結果より大きく求められる。試験結果より小さく求められるものの特徴としては、リンク式 A1 タイプの場合と同様に、支持構造 1 層の加速度の高周波数成分が試験結果より小さいため、最大値で比較すると試験結果より小さくなり、挟み込み式 B1 タイプではその高周波数成分がボイラーの 3 層の加速度にも現れているため、このような傾向を示す。

これらの結果から、設定した各パラメータの傾向を以下に示す。

(A) 復元力特性

復元力特性については、2 次勾配が異なるバイリニア型について実施した。振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5.2.12 に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5.2.13 に示す。

これらの図から、振れ止め装置の応答はどのモデルも試験結果と同等か大きく求め、荷重については 2 次勾配が塑性率 20 の最大荷重時のものが最も試験結果に近い傾向がある。支持構造の変位については 2 次勾配が塑性率 20 の最大荷重時のものが最も近いが、他のものは試験結果より小さくなる傾向がある。したがって、試験結果の応答を最もよく再現できるモデルとしては、2 次勾配が塑性率 20 の最大荷重時のものを採用する。

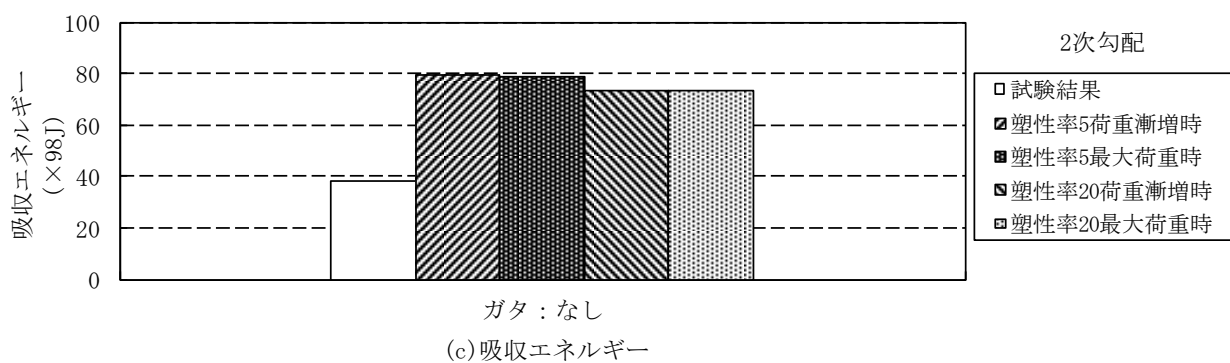
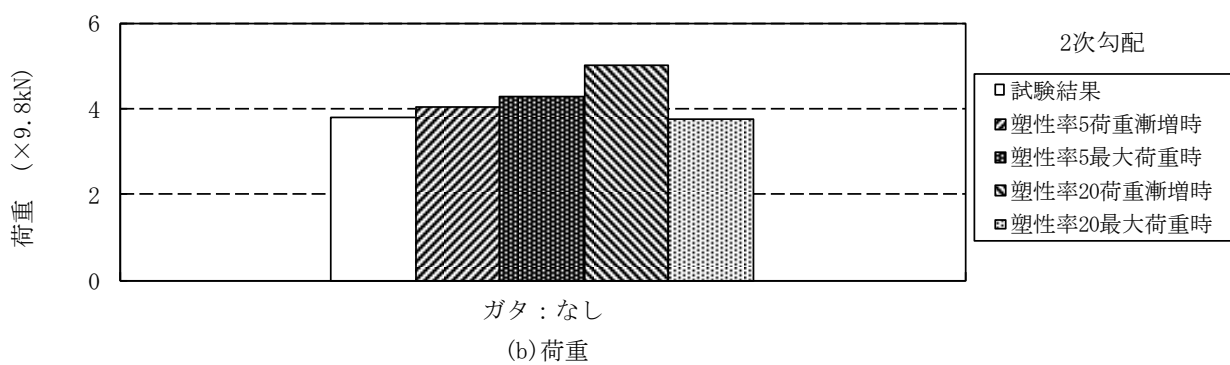
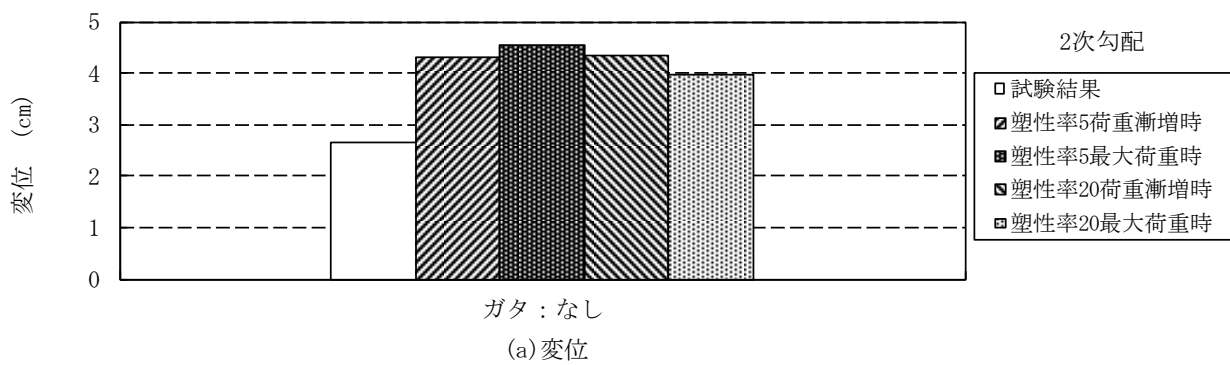


図5. 2. 12 振れ止め装置の応答に及ぼす2次勾配の影響
(B1タイプ, ガタなし, 移動硬化則, レベル2)

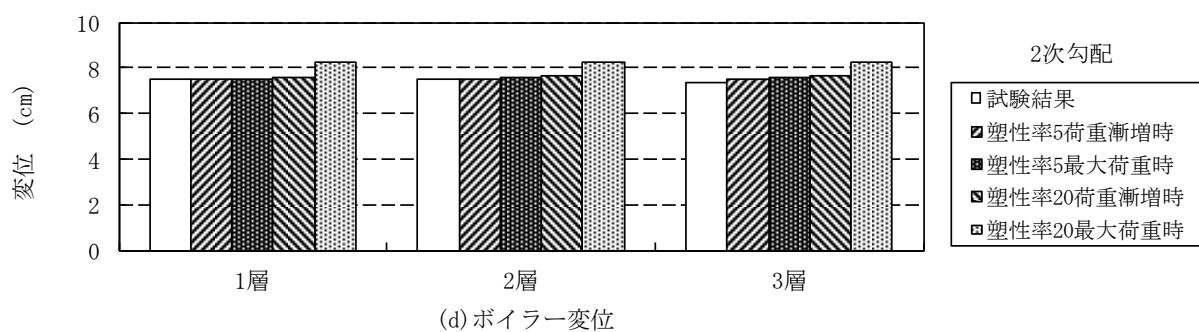
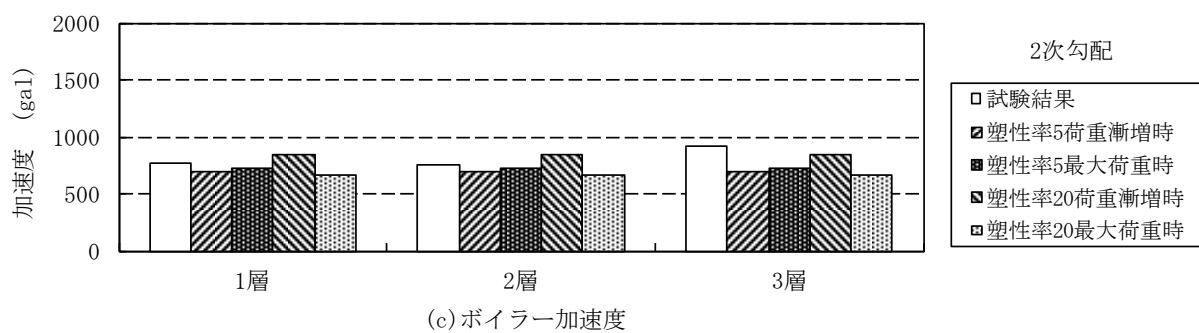
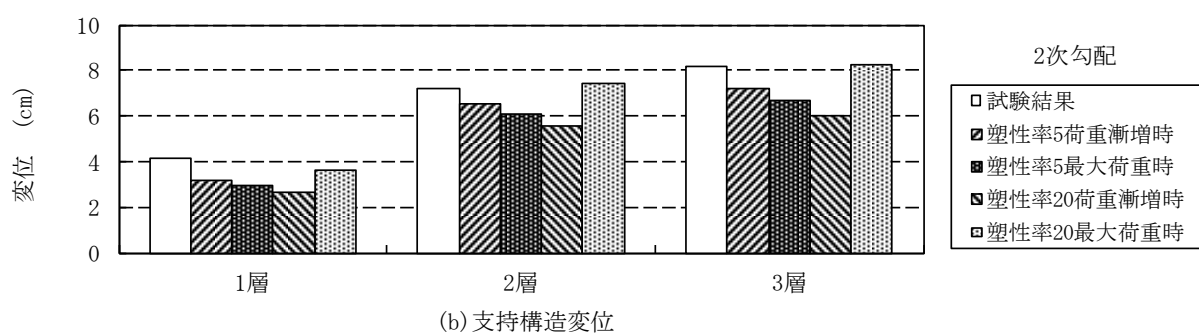
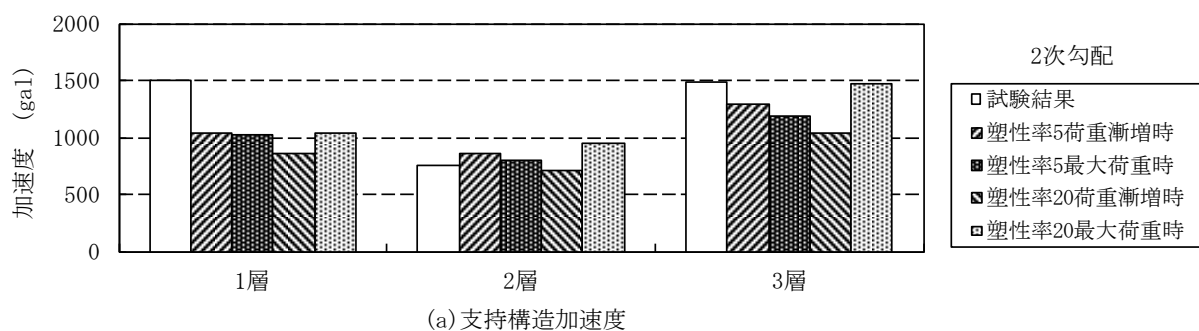


図5.2.13 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼす2次勾配の影響
 (B1タイプ, ガタなし, 移動硬化則, レベル2)

2. 3. 4 挟み込み式 B2 タイプ

(1) 振れ止め装置解析モデル

表 5.2.5 に挟み込み式 B2 タイプ振れ止め装置の解析モデルの条件一覧を示す。

表 5.2.5 挟み込み式 B2 タイプ振れ止め装置の解析モデル一覧

モデル番号	ガタ	2 次勾配	3 次勾配 (トリリニア型のみ)	硬化則
B221	等価線形	塑性率 5 荷重漸増時	—	移動硬化則
B222		塑性率 5 最大荷重時	—	
B231	ガタ未考慮 (1, 2 次勾配共に ガタ分だけシフト)	塑性率 5 荷重漸増時	—	
B232		塑性率 5 最大荷重時	—	
B241	ガタ未考慮 (1 次勾配のみガタ 分だけシフト)	塑性率 5 荷重漸増時	—	
B242		塑性率 5 最大荷重時	—	

(2) 解析条件

解析に用いた入力地震波の地震レベルはレベル 2 である。

(3) 解析結果

解析結果として、図 5.2.14 に振れ止め装置の変位と荷重の最大値、図 5.2.15(1)、(2) に支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を示す。

全体的な傾向としては、支持構造の 1 層と 3 層の加速度は全体系試験結果より小さく求められ、それ以外の加速度と変位は試験結果と同等か大きく求められる。その特徴は、リンク式 A1 タイプの場合と同様に、支持構造 1 層及び 3 層の加速度の高周波数成分が試験結果より小さいため、最大値で比較すると試験結果より小さくなる。そして、変位については A1 タイプと同様に、加速度ほど高周波数成分が現れないため、そのような傾向はない。

これらの結果から、設定した各パラメータの傾向を以下に示す。

(A) ガタ

B2 タイプにおけるガタは、等価線形と未考慮 1, 未考慮 2 の 3 種類について実施した。振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5.2.14 に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5.2.15(1)に示す。

これらの図から、各応答結果に対するガタの影響は他のパラメータよりも小さいことが分かる。この傾向はリンク式 A1 タイプと同様であり、挟み込み式 B2 タイプのガタも等価線形で十分モデル化ができると考えられる。

(B) 復元力特性

復元力特性は、2 次勾配が異なるバイリニア型のみを実施した。振れ止め装置の変位と荷重の最大値と吸収エネルギーの比較を図 5. 2. 14 に、支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位の最大値の比較を図 5. 2. 15(2) に示す。

これらの図から、B2 タイプは A2 タイプと同様であることが分かる。つまり、各応答に対する 2 次勾配の影響は、支持構造及びボイラーの加速度と変位ではあまり大きくないことが分かる。そして、振れ止め装置の荷重－変位特性から 2 次勾配が塑性率 5 の最大荷重時の場合では振れ止め装置が塑性しておらず、塑性率 5 の荷重漸増時でもやや塑性しているが、試験結果の 4 分の 1 程度の吸収エネルギーしか求められていない。これも A2 タイプの地震レベル 1 の場合と同様に、想定した塑性率 5 程度の塑性率の時は塑性率に対する剛性と降伏荷重の変化が大きいことと塑性率を大きめに想定していることが原因と考えられる。したがって、試験結果の応答を最もよく再現できるモデルとしては、少なくとも塑性することを再現できる、2 次勾配が塑性率 5 の荷重漸増時のものを採用する。

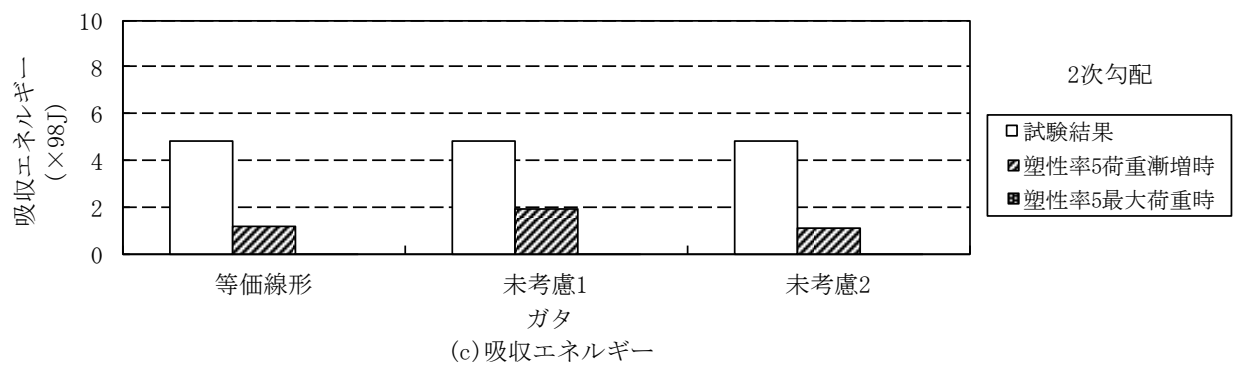
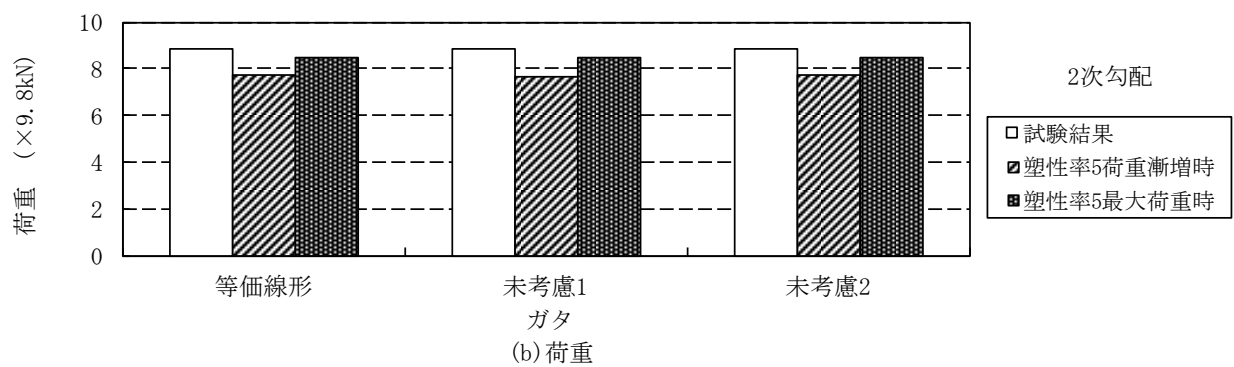
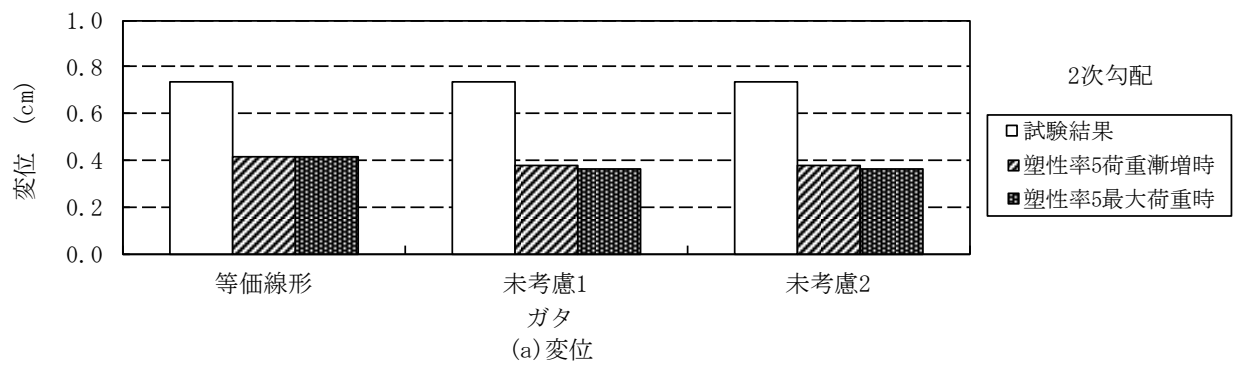


図5.2.14 振れ止め装置の応答に及ぼすガタと2次勾配の影響
(B2タイプ, 移動硬化則, レベル2)

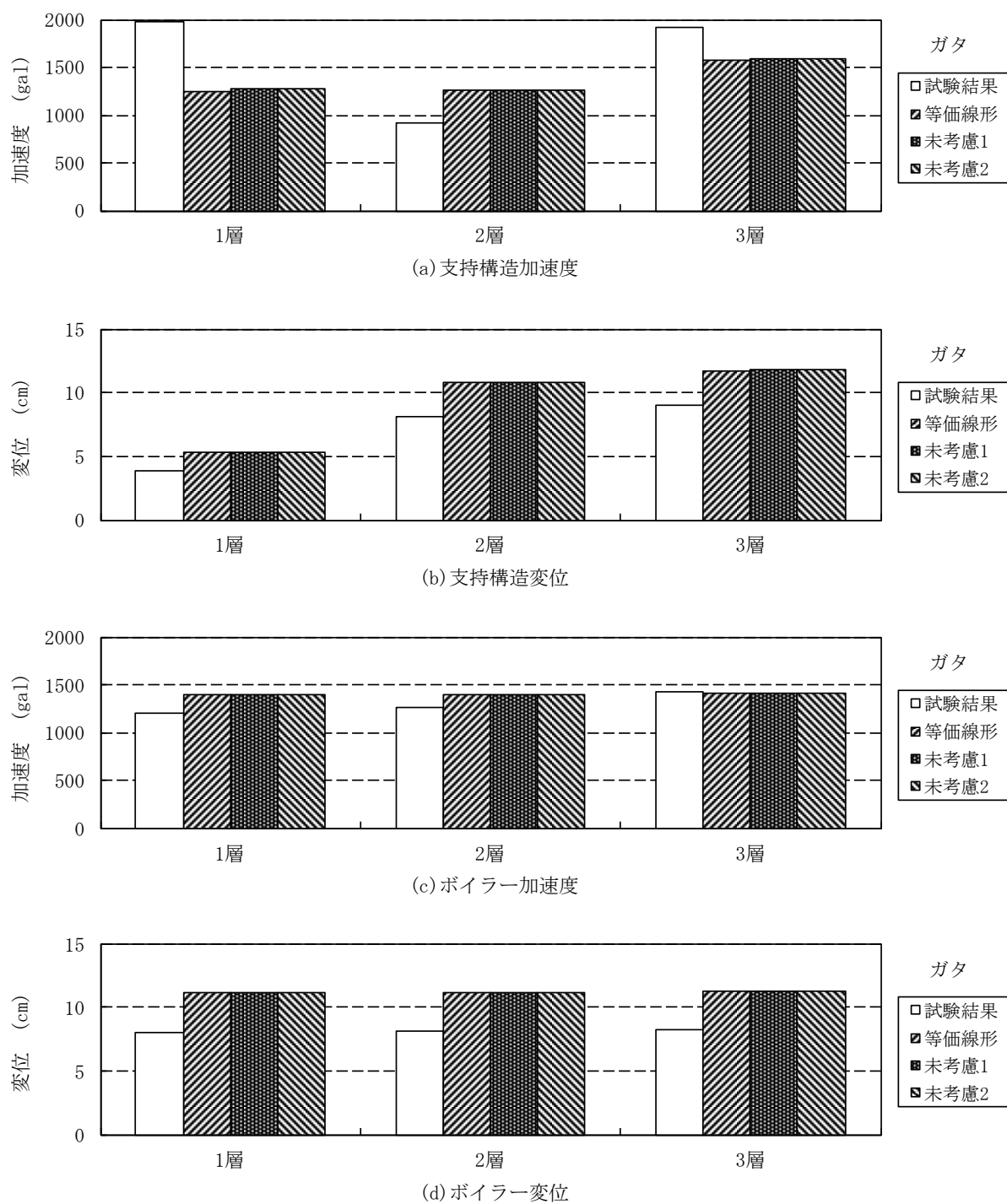
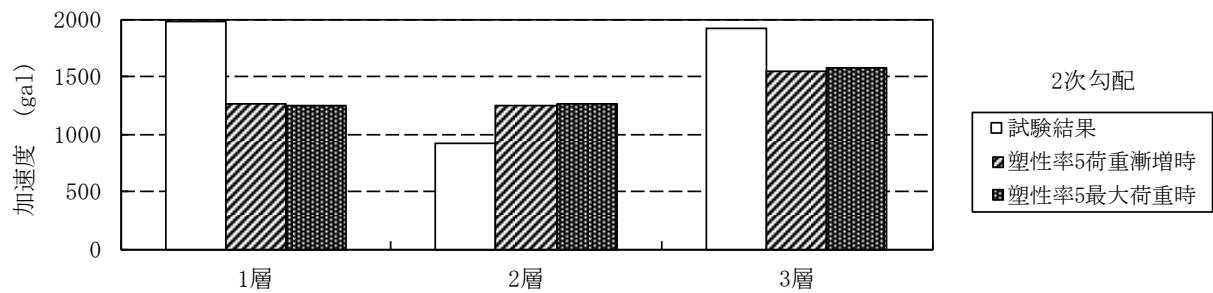
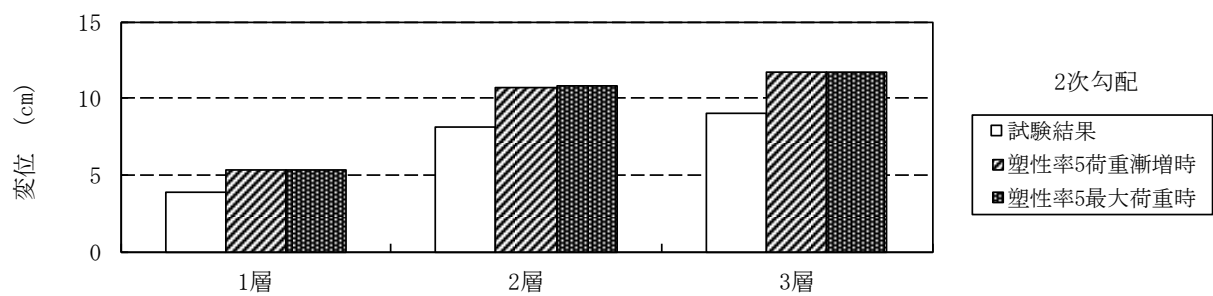


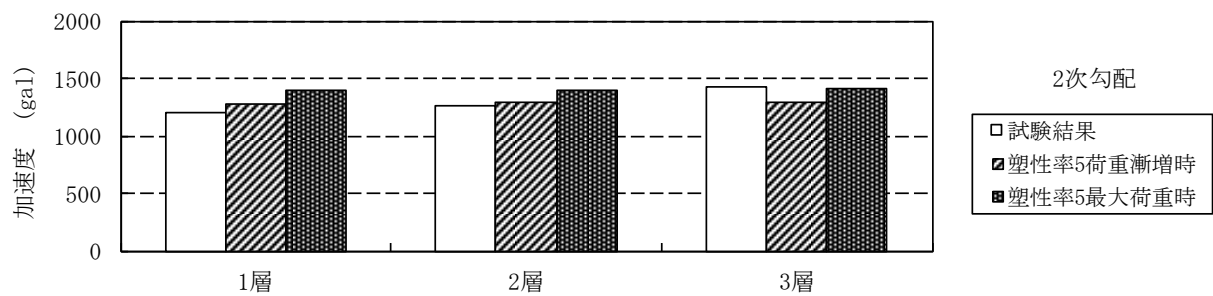
図5. 2. 15(1) 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼすガタの影響
(B2タイプ, 2次勾配: 塑性率5最大荷重, 移動硬化則, レベル2)



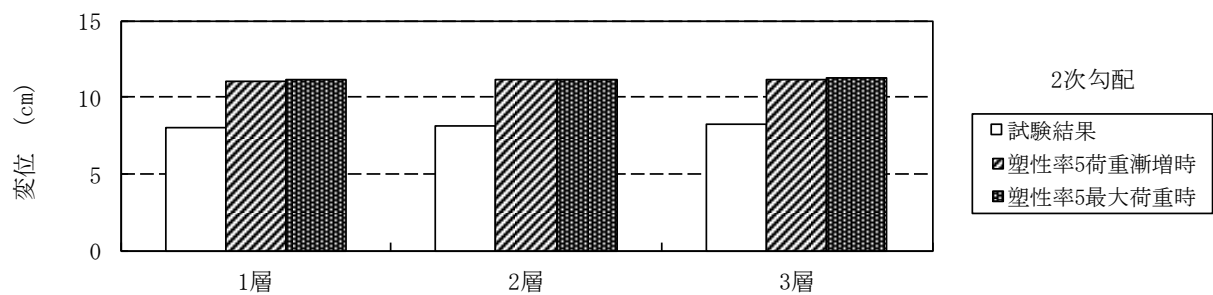
(a) 支持構造加速度



(b) 支持構造変位



(c) ボイラー加速度



(d) ボイラー変位

図5. 2. 15(2) 支持構造及びボイラーの各層の加速度と変位に及ぼす2次勾配の影響
(B2タイプ, 等価線形, 移動硬化則, レベル2)

2. 3. 5 共振正弦波入力によるシミュレーション

第4章の全体系試験及び前述のシミュレーションにおいては、入力波として全体系試験で用いた試験体の応答が最も大きくなると予想された地震波として Taft (EW) 波を選び、その地震波について検討しているが、ここでは、解析モデルの基本的な特性を調べるために試験体の固有振動数と同一の振動数を有する正弦波（共振正弦波）を入力に用いたシミュレーションを実施した。

(1) 解析モデル

対象とする振れ止め装置は、前述のシミュレーションで最も多くのパラメータを設定したリンク式 A1 タイプとした。解析モデルのパラメータは、ガタのモデル化については応答への影響が小さいことから等価線形のみとし、硬化則については等方硬化則が繰り返し変形には適さないことから移動硬化則のみとした。解析モデルの条件一覧を表 5.2.6 に示す。なお、各モデル番号に対応する条件は 2.3.1 のものと同一である。

表 5.2.6 リンク式 A1 タイプ振れ止め装置の解析モデル一覧

モデル番号	ガタ	2 次勾配	3 次勾配 (トリリニア型のみ)	硬化則
A121	等価線形	塑性率 5 荷重漸増時	—	移動硬化則
A122		塑性率 5 最大荷重時	—	
A123		塑性率 20 荷重漸増時	—	
A124		塑性率 20 最大荷重時	—	
A125		塑性率 5 荷重漸増時	塑性率 20 最大荷重時	
A126		塑性率 5 荷重漸増時	塑性率 20 荷重漸増時	
A127		塑性率 5 最大荷重時	塑性率 20 最大荷重時	
A10	等価線形	現行設計モデル	—	移動硬化則
A1E	ガタ未考慮	1 次勾配のみ（弾性変形のみ）		

(2) 解析条件

解析に用いた入力波は対象とした振れ止め装置 A1 タイプの固有周波数である 1.7Hz の正弦波である。正弦波の入力方法は最初の 0.1 秒間は 0、0.1 秒後から 5.88 秒（10 サイクル分）まで正弦波、その後は再び 0 とした。また、入力加速度は同一振幅のものと振幅を 1 サイクル毎に漸増させたものの 2 種類を用いた。その振幅は次のとおりである。なお、100 gal の加速度に対する変位振幅は 8.8 mm である。

(A) 同一振幅のケース

10, 20, 30, 40, 50, 100, 150, 200, 300, 400 gal の 10 レベル

なお、A10 モデルの応答は入力に対して線形と考えられるので 100gal のみ実施した。

(B) 振幅漸増のケース

20gal から 200gal まで、1 サイクル毎に 20gal ずつ増加

(3) 解析結果

図 5.2.16(1)～(7)に入力加速度と応答値の関係を示す。

(A) 入力加速度依存性について

対象としている振れ止め装置は最大変位が 5cm 以内になるように設計されているので、図 5.2.16(1)から分かるように、入力加速度は 150gal 程度までを対象とすべきである。しかし、ここでは入力加速度に対する解析モデルの応答特性を調べるために、想定以上の 400gal の入力加速度までを対象とした。その結果、この範囲では入力加速度に対して応答が急激に変化するような特性は現れておらず、解析モデルとして問題のないことを確認した。

(B) 振れ止め装置の変位及び荷重について

図 5.2.16(1)から分かるように、振れ止め装置の変位は他の部材の応答に比べて、各モデルの差があまり現れなかった。

図 5.2.16(2)から分かるように、振れ止め装置の荷重は、入力加速度に対する応答値の傾きが弾性モデルでは常に一定であるが、その他の解析モデルでは入力加速度が小さい時は弾性モデルと一致し、ある入力加速度から弾性モデルよりも傾きが小さくなる。この傾きが小さくなり始める入力加速度は各モデルで設定した降伏荷重の大きさにほぼ比例する傾向がある。また、小さくなってから傾きは各モデルで設定した 2 次勾配の大きさにほぼ比例する。ただし、入力加速度が上記の参考とすべき 150gal 程度までの比較的小さい範囲では、2 次勾配が塑性率 5 の荷重漸増時のモデル以外では大きな差は現れなかった。

(C) 支持構造の加速度及び変位について

図 5.2.16(3)から分かるように、支持構造第 2 層の加速度は、振れ止め装置の荷重のように、入力加速度に対する応答値の傾きが弾性モデルより小さくなり始める入力加速度が各モデルで設定した降伏荷重の大きさにほぼ比例しているが、小さくなってからの傾きにはあまり差が現れず、最も降伏荷重が大きい 2 次勾配が塑性率 20 の最大荷重時のモデルの応答値が常に最大になった。

図 5.2.16(4)から分かるように、支持構造第 2 層の変位も同様に、振れ止め装置の荷重のように、入力加速度に対する応答値の傾きが弾性モデルより小さくなり始める入力加速度が各モデルで設定した降伏荷重の大きさにほぼ比例しているが、2 次勾配が塑性率 5 の

荷重漸増時のモデル以外は、小さくなってからの傾きにはあまり差が現れず、そのモデル以外では、最も降伏荷重が大きい 2 次勾配が塑性率 20 の最大荷重時のモデルが常に最大になった。

(D) ボイラーの加速度及び変位について

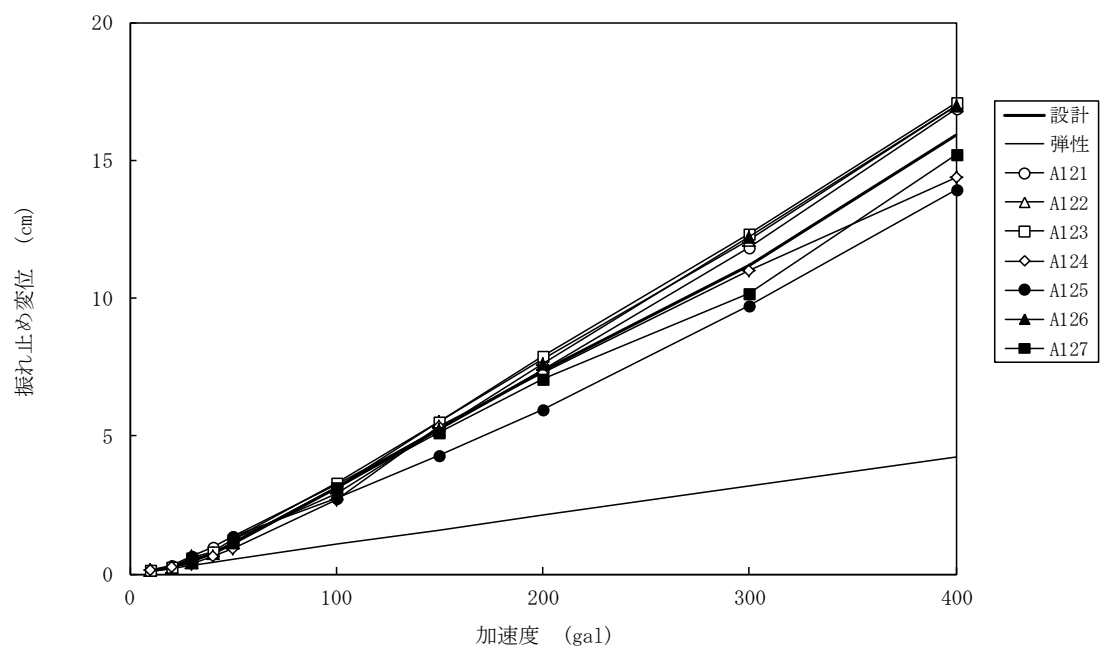
図 5.2.16(5)と(6)から分かるように、ボイラー第 2 層の加速度及び変位は、振れ止め装置の荷重のように、入力加速度に対する応答値の傾きが弾性モデルより小さくなり始める入力加速度が各モデルで設定した降伏荷重の大きさにほぼ比例する傾向がある。そして、小さくなってからの傾きも各モデルで設定した 2 次勾配の大きさに対応し、入力加速度が上記の参考とすべき 150gal 程度までの比較的小さい範囲では、2 次勾配が塑性率 5 の荷重漸増時のモデル以外は、大きな差は現れなかった。

(E) 吸収エネルギーについて

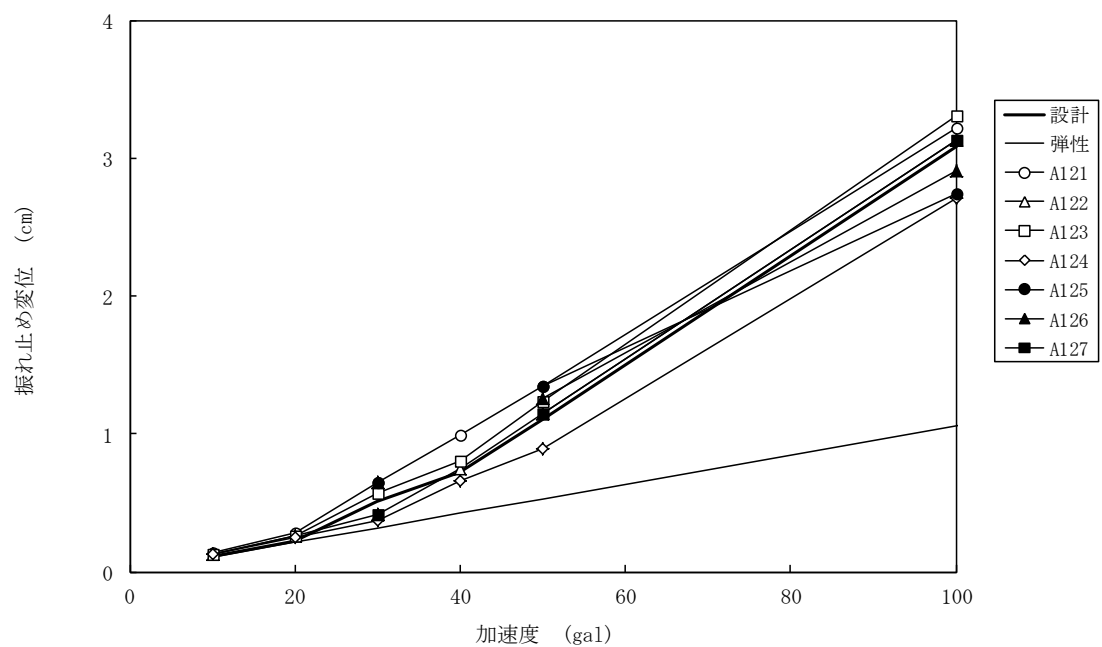
図 5.2.16(7)から分かるように、振れ止め装置の吸収エネルギーは降伏荷重が小さいモデルほど、小さい入力加速度から増加し始めるが、入力加速度に対する吸収エネルギーの傾きは 2 次勾配の大きさにほぼ反比例する傾向がある。振れ止め装置の解析モデルは降伏荷重が小さいものは 2 次勾配が大きく、降伏荷重の大きいものは 2 次勾配が小さい傾向があるので、吸収エネルギーの大きさとしてはある入力加速度で逆転する結果になった。また、振れ止め装置の変位は各モデルであまり差がなく、荷重は 2 次勾配の大きさにほぼ比例していたが、吸収エネルギーは 2 次勾配に反比例しており、単純に振れ止め装置の変位振幅と荷重振幅の大きいものが吸収エネルギーが大きくなるわけではないことが分かった。

(F) 設計モデルについて

パラメータスタディ用解析モデルとあわせて設計モデルによる結果も示しているが、設計モデルの結果は、パラメータスタディ用解析モデルの結果が示す範囲内にほぼ入っている。したがって、現行設計モデルに使用されている要素特性は要素試験結果から得られた実際の振れ止め装置の特性と同等であると考えられる。

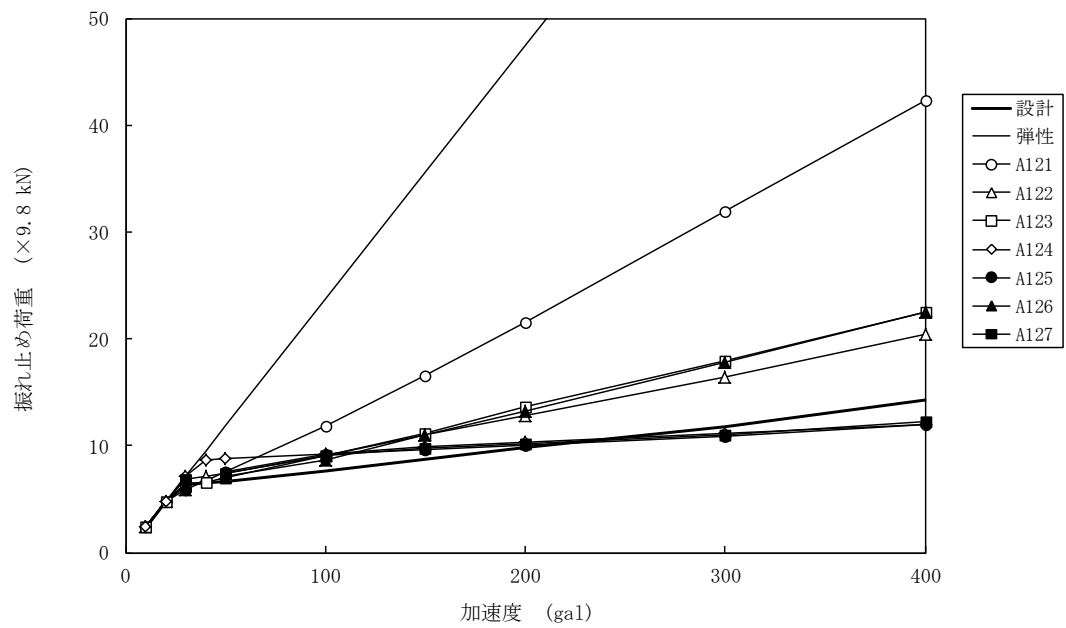


(a) 加速度：0～400gal

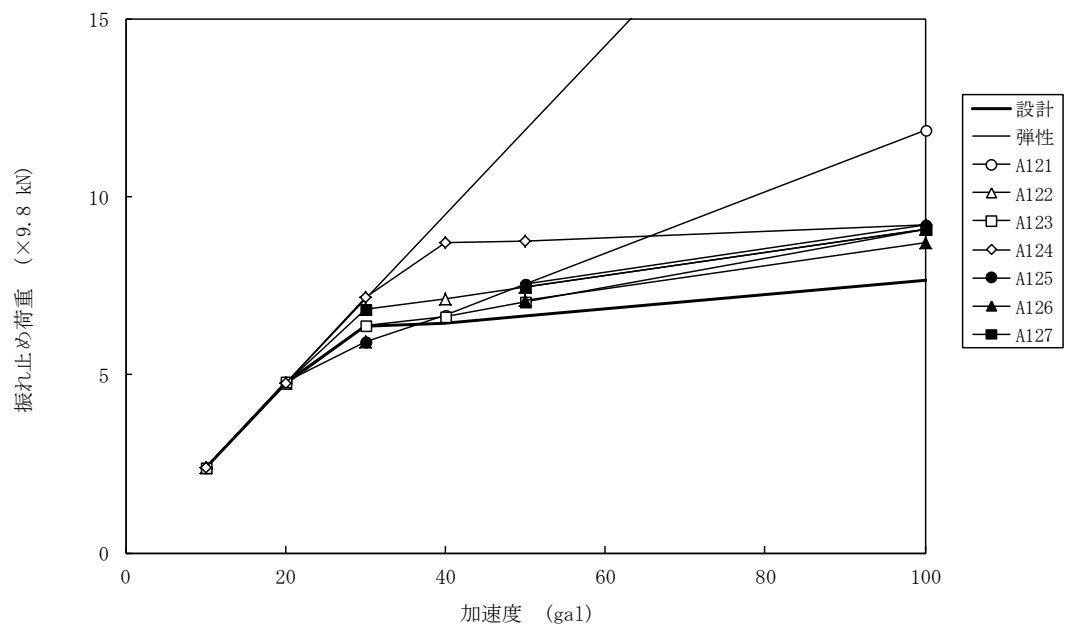


(b) 加速度：0～100gal

図5.2.16(1) 正弦波加振時の入力加速度と振れ止め装置の変位の関係

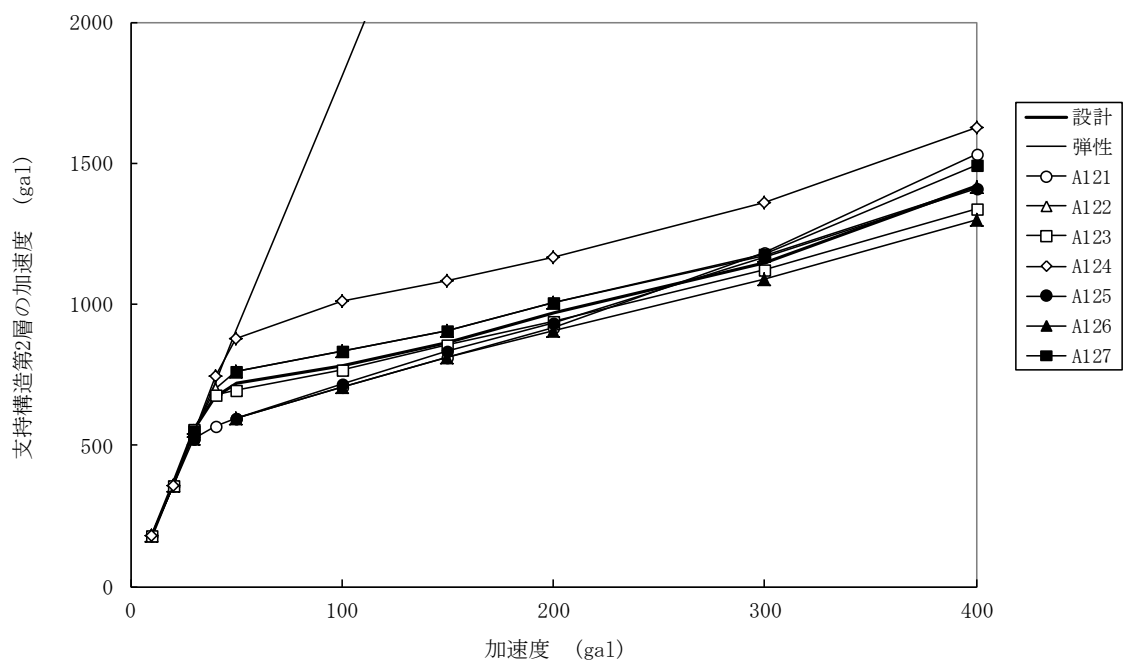


(a) 加速度：0~400gal

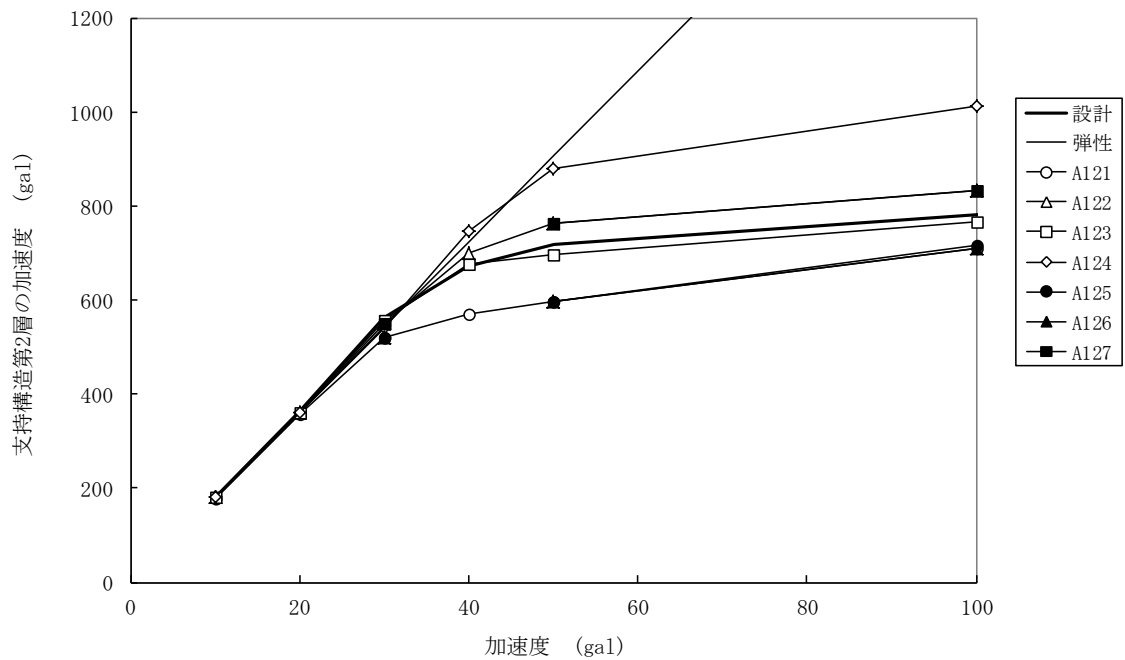


(b) 加速度：0~100gal

図5.2.16(2) 正弦波加振時の入力加速度と振れ止め装置の荷重の関係

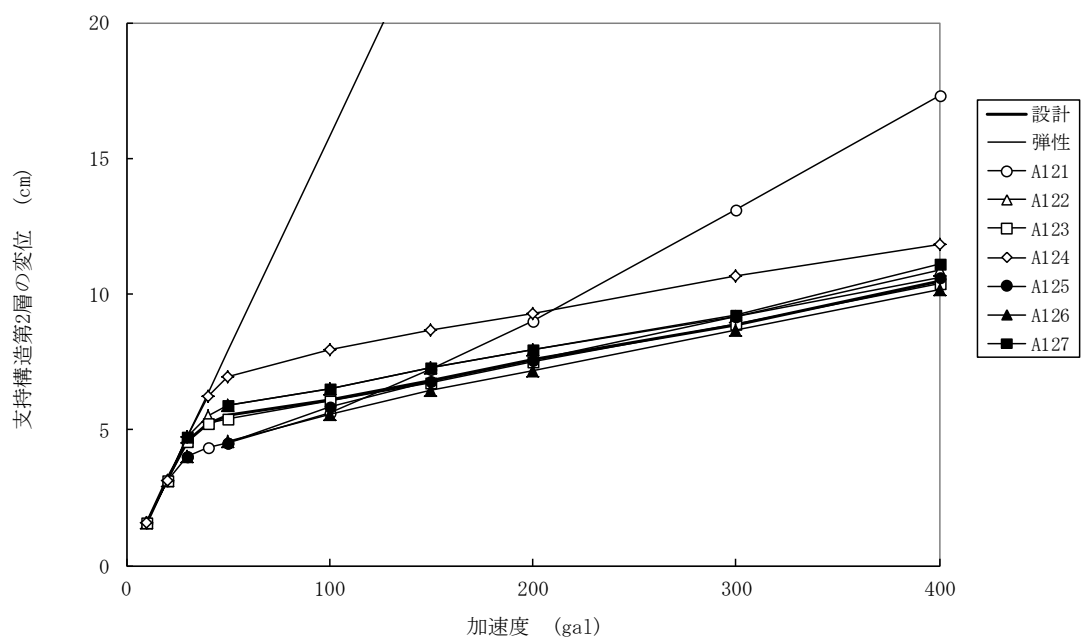


(a) 加速度：0～400gal

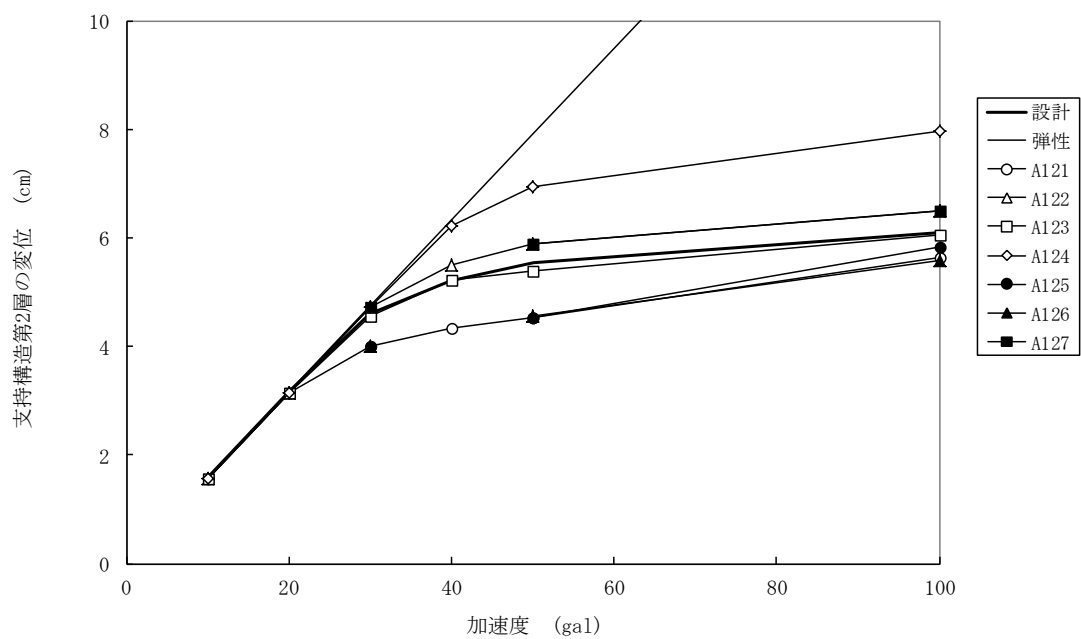


(b) 加速度：0～100gal

図5.2.16(3) 正弦波加振時の入力加速度と支持構造第2層の加速度の関係

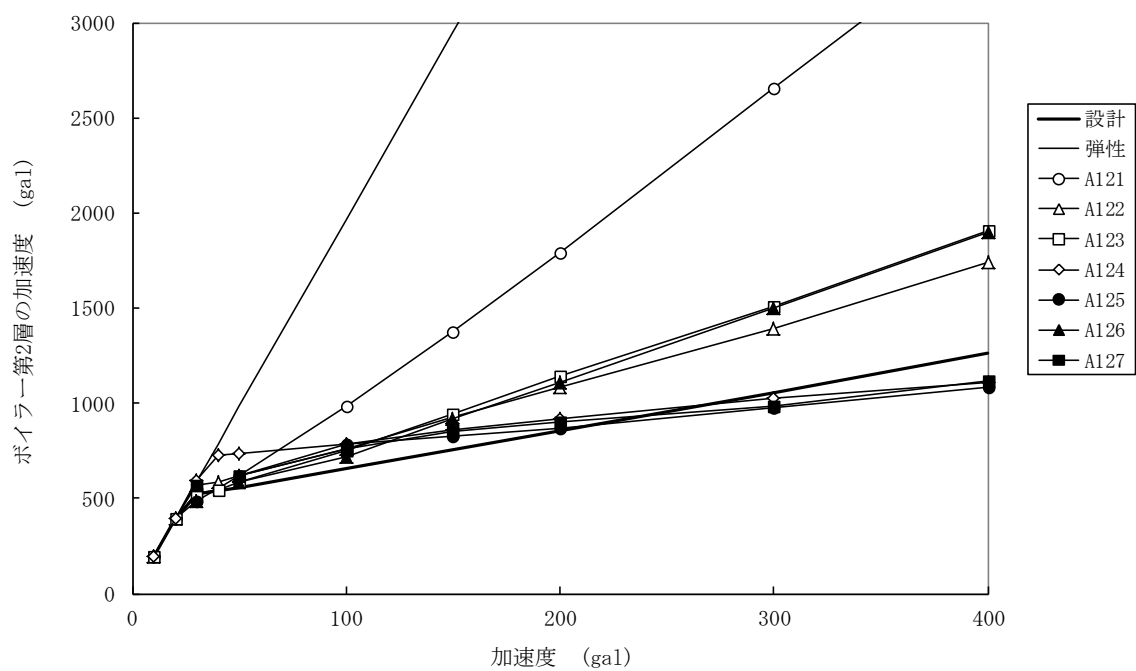


(a) 加速度：0～400gal

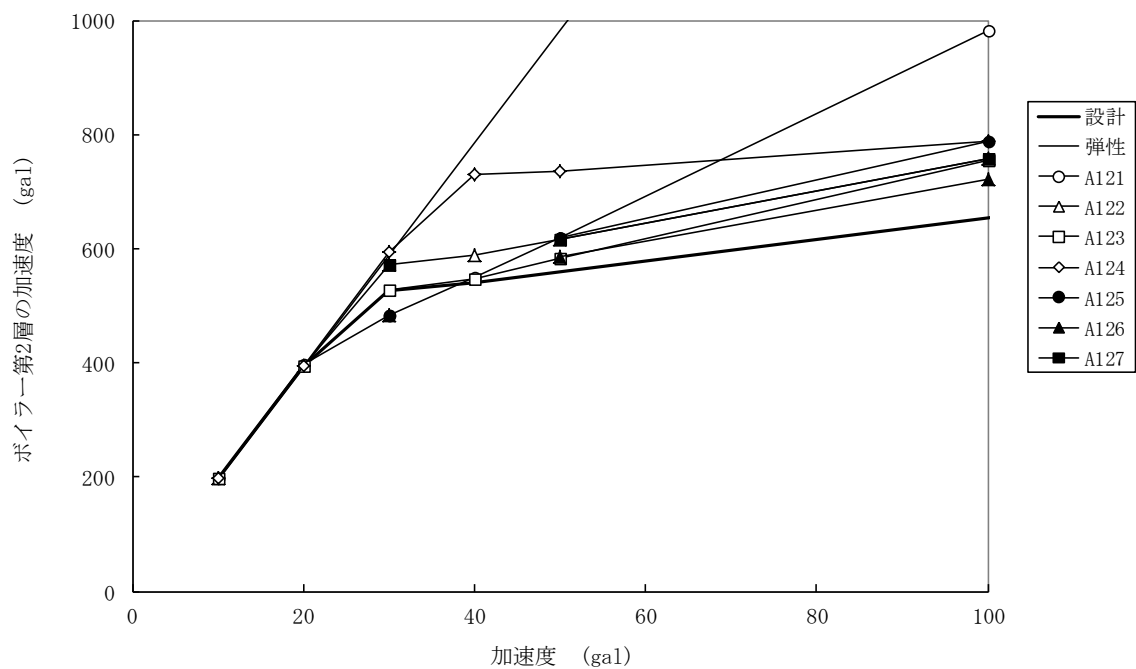


(b) 加速度：0～100gal

図5. 2. 16(4) 正弦波加振時の入力加速度と支持構造第2層の変位の関係

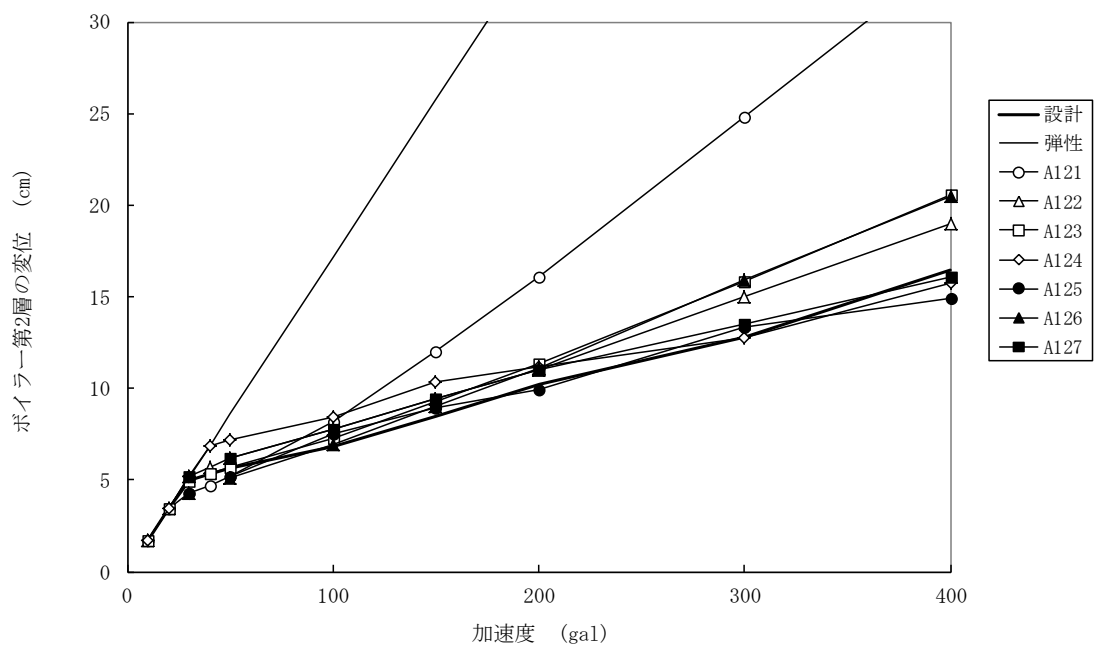


(a) 加速度：0～400gal

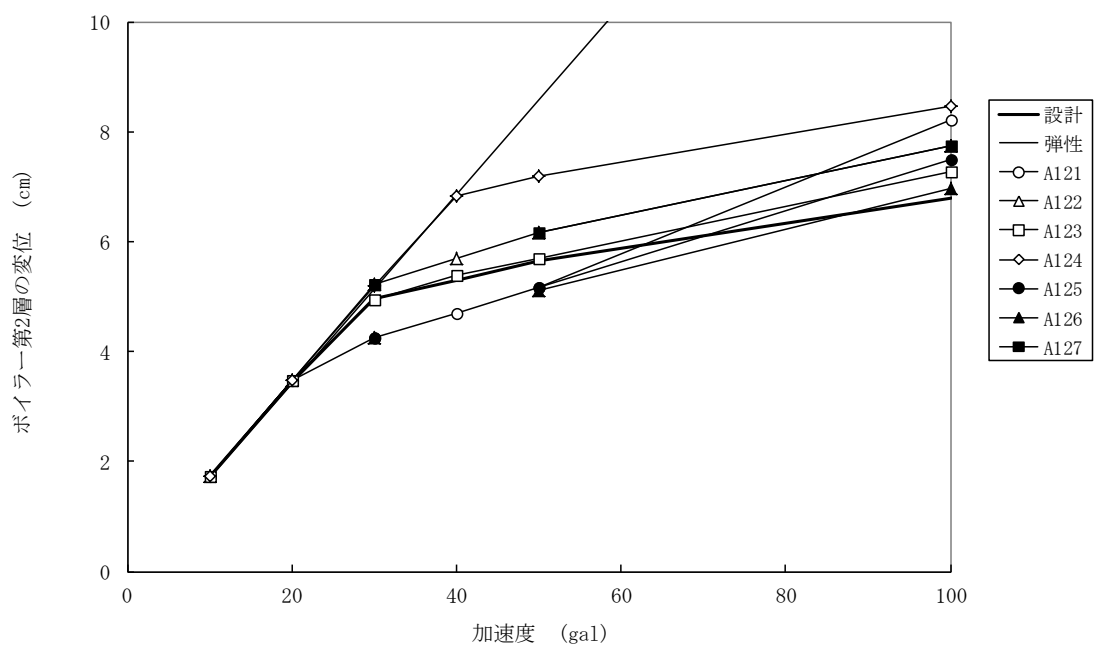


(b) 加速度：0～100gal

図5. 2. 16(5) 正弦波加振時の入力加速度とボイラー第2層の加速度の関係

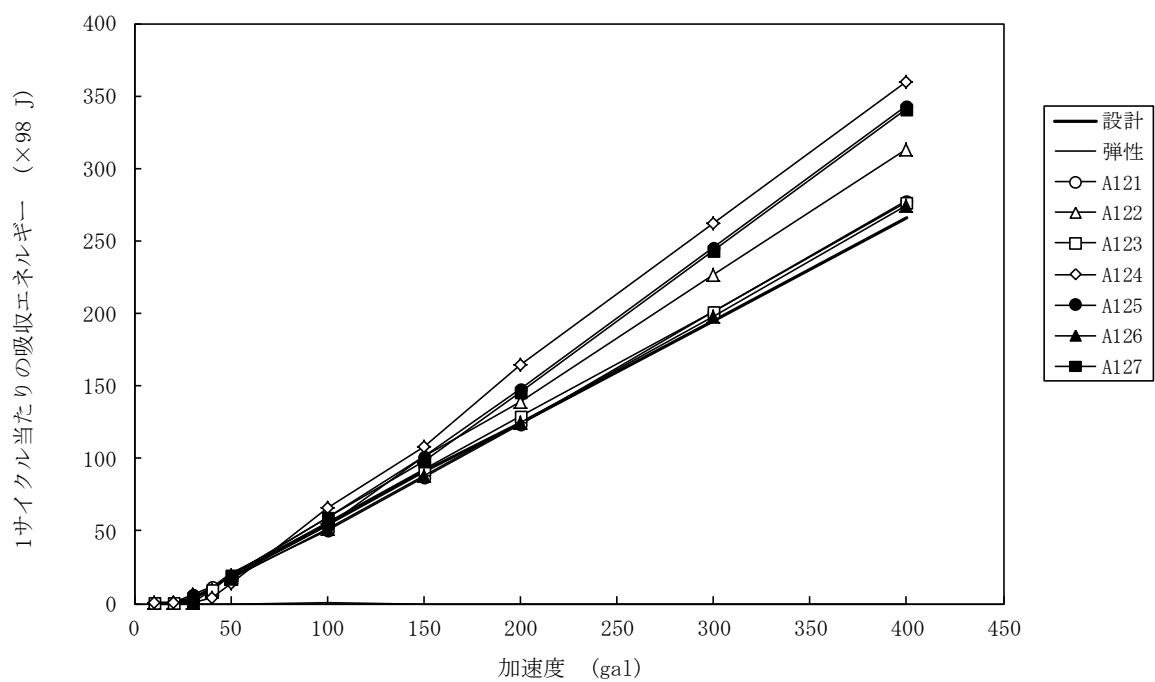


(a) 加速度：0～400gal

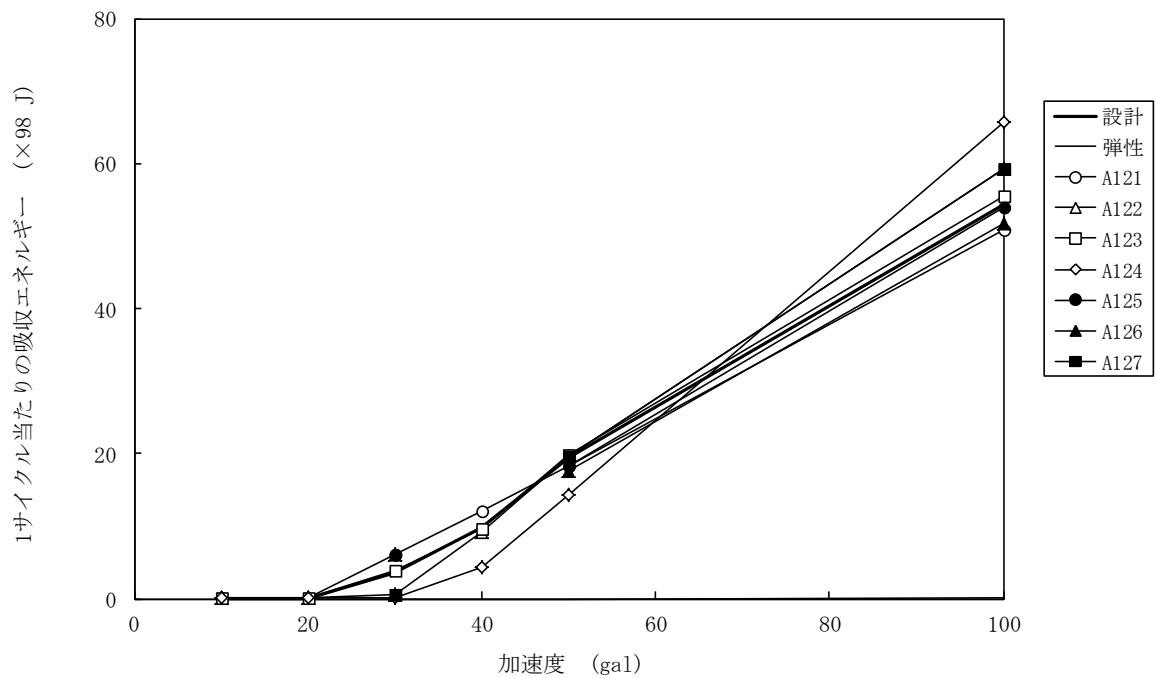


(b) 加速度：0～100gal

図5.2.16(6) 正弦波加振時の入力加速度とボイラー第2層の変位の関係



(a) 加速度：0～400gal



(b) 加速度：0～100gal

図5. 2. 16(7) 正弦波加振時の入力加速度と吸収エネルギーの関係

2. 3. 6 連成系構造物モデルの妥当性の検討

シミュレーションによる支持構造及びボイラーの応答変位が全体系試験結果と同等か大きく求められていることから、解析結果は実現象を良く再現し、かつ安全側の評価となっており設計に用いることには問題無いことが分かった。

支持構造を弾性範囲で応答すると仮定し、線形モデルとしたことの妥当性の確認として、支持構造の最大応力が降伏応力以下になっているかを以下のように調べた。支持構造の最大応力は、第1層の支柱の下端に現れ、支持構造第1層の変位にほぼ比例する。全てのケースの解析結果の中で支持構造第1層の変位が最大となった解析条件は、B2タイプのガタが未考慮、2次勾配が塑性率5の荷重漸増時の場合のモデルで、入力地震レベルがレベル2の時のものであった。図5.2.17にその解析条件の場合の入力加速度と支持構造第1層の変位、支持構造第1層支柱の下端応力の時刻歴波形を示す。この図より、支持構造第1層支柱の下端応力の最大値は575MPaであった。それに対して、支持構造の材料であるWEL-TEN780Eの降伏応力は規格値で685MPa（材料試験結果は760MPa）なので、それぞれの支持構造は弾性範囲で応答し、線形モデルでのモデル化が可能であることが分かった。

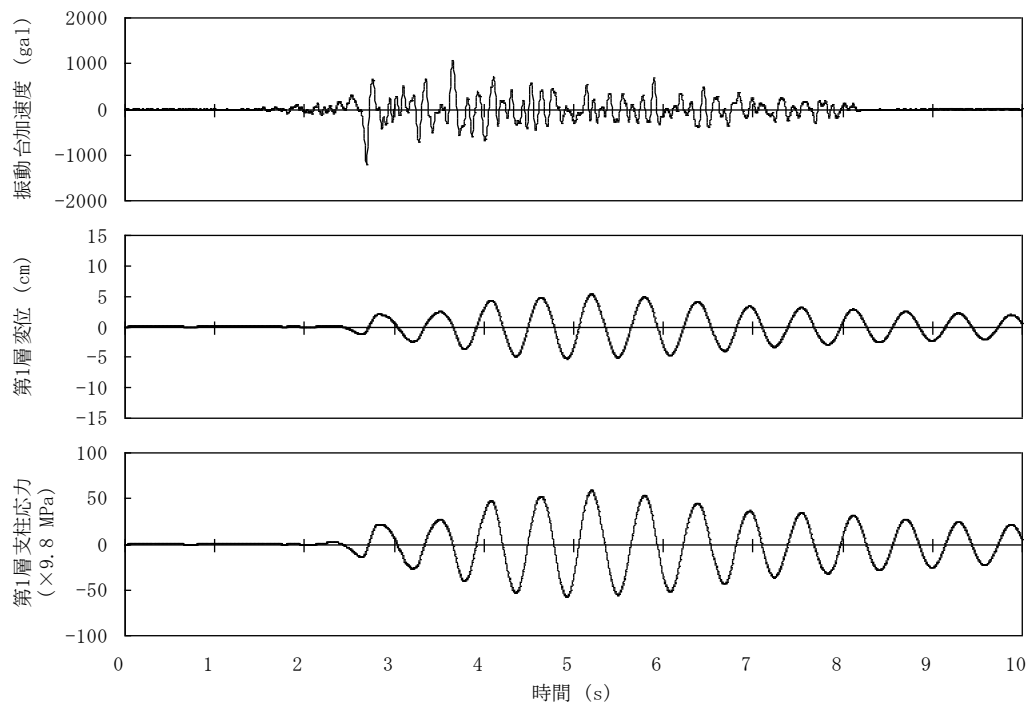


図 5.2.17 支持構造第1層の変位及び支柱応力の時刻歴波形（解析モデル：B242）

2. 4 まとめ

(1) 連成系構造物モデルの妥当性

支持構造－ボイラーの連成構造物モデルによる解析結果は支持構造やボイラーの応答を十分再現できていることが分かった。また、全体系試験体に対して、地震波（Taft 波）の加速度が 1300gal 程度までの範囲では、支持構造は弾性範囲で応答し、線形モデルでのモデル化が可能であることを確認した。

(2) 振れ止め装置の現行解析モデルの妥当性

振れ止め装置の現行解析モデルでの解析結果は、支持構造及びボイラーの変位応答を過小評価しないことを確認した。また、要素試験を反映した解析モデルの解析結果と同等であることが分かった。

(3) 振れ止め装置の設計用解析モデルの高精度化

要素試験を反映した解析モデルを用いて、パラメータスタディにより、ガタや復元力特性についての影響を調べた結果、以下のことが分かった。

- ・ガタは等価線形モデルで詳細モデルと同等の結果が得られる。
- ・弾塑性設計の振れ止め装置は、地震レベル 2 で想定される塑性率での荷重－変位特性から得られる 2 次勾配を採用することで、振れ止め装置の応答及び吸収エネルギーを精度よく算定でき、支持構造の変位応答についても試験結果と同等以上に算定することができる。
- ・弾性設計の振れ止め装置は、地震レベル 1 では弾性範囲で、地震レベル 2 では弾塑性設計のものより小さいもののある程度の塑性変形を見込んでおり、その想定される塑性率まで変位を漸増させた時に得られる 2 次勾配を採用することで、振れ止め装置の応答をよく再現できる。しかし、弾塑性設計のもの比べて地震レベル 2 で想定している塑性率が小さく、塑性率に対する 2 次勾配や降伏荷重の変化が大きくなり、弾塑性設計の場合よりも精度が悪い。ただし、支持構造の変位応答については試験結果と同等に算定することができる。

(4) 入力レベルの影響

振れ止め装置の解析モデル化の際に想定している地震波よりも入力地震波が小さい場合、想定している塑性率が入力地震波で発生する塑性率よりも大きいので、解析モデルは降伏荷重が大きく設定されていることになり、塑性しにくいモデルとなる。そのため、想定している地震波よりも入力地震波が小さい場合、振れ止め装置の変位応答を過小評価する傾向があり、大きい場合は逆に、過大評価する傾向があることが分かった。ただし、支持構造の変位応答については、どの入力レベルでも試験結果と同等以上に算定できる。

(5) 試験結果反映モデル

以上のことより，要素試験結果を反映した解析モデルのうち，全体系試験結果をよく再現できる振れ止め装置の試験結果反映モデルとして，以下のものを採用した。まず，A1 及び B1 タイプの弾塑性設計の振れ止め装置では，ガタは等価線形，復元力特性はバイリニア型で 2 次勾配が塑性率 20 の最大荷重時，硬化則は移動硬化則のものを採用した。次に A2 及び B2 タイプの弾性設計の振れ止め装置では，ガタは等価線形，復元力特性はバイリニア型で 2 次勾配が塑性率 5 の荷重漸増時，硬化則は移動硬化則のものを採用した。

3. 実機ボイラー構造物の耐震性評価

前述したシミュレーションでの検討結果に基づき、実機ボイラー構造物の耐震性評価として以下に示す項目を評価した。

3. 1 振れ止め装置の制振効果

3. 2 振れ止め装置の耐久性

3. 3 支持構造の耐震性

3. 1 項では、支持構造とボイラーを連結する振れ止め装置の制振効果を定量的に判定できるように、等価2質点モデルに置換えたボイラー構造物のエネルギー収支と地震応答量の関係を解析した。

3. 2 項では、振れ止め装置の耐久性(累積塑性率)を定量的に判定できるように、試験結果を反映した実機多質点ボイラー構造物モデルにおける振れ止め装置の累積塑性率が要素試験結果より得られた最大累積塑性率に対して、余裕があるかどうかを解析した。

3. 3 項では、支持構造の耐震性を判定できるように、試験結果を反映した実機多質点ボイラー構造物モデルを用いて応答計算を行い、層せん断力及び層間変形角を算出した。

3. 1 振れ止め装置の制振効果

等価2質点モデルに置換えたボイラー構造物のエネルギー収支と地震応答量の関係を解析し、振れ止め装置の制振効果を評価した。

3. 1. 1 及び 3. 1. 2 で等価2質点モデルにおけるエネルギー吸収評価のための定式化について述べ、3. 1. 3 でエネルギー吸収性能と地震応答量の関係について述べる。

3. 1. 1 支持構造及びボイラーの2質点モデルにおける運動方程式

図5.3.1に支持構造及びボイラーの等価2質点モデルを示す。本モデルは支持構造質量を重心位置において m_1 で模擬し、ボイラー質量を m_2 で模擬したものである。図中において、 $\ddot{z}(t)$ は振動台加速度であり、 $x_1(t)$ 及び $x_2(t)$ は、各々、振動台を基準とした支持構造の相対変位及びボイラーの相対変位である。 k_1 は支持構造の剛性を示し、 $P-\delta$ ブロックは振れ止め装置特性を示しており、振れ止め装置の剛性を k_2 とする。 c_1 及び c_2 は減衰係数であり、ボイラー支持構造モデルの1次モード減衰比 ζ_1 及び2次モード減衰比 ζ_2 から計算する。

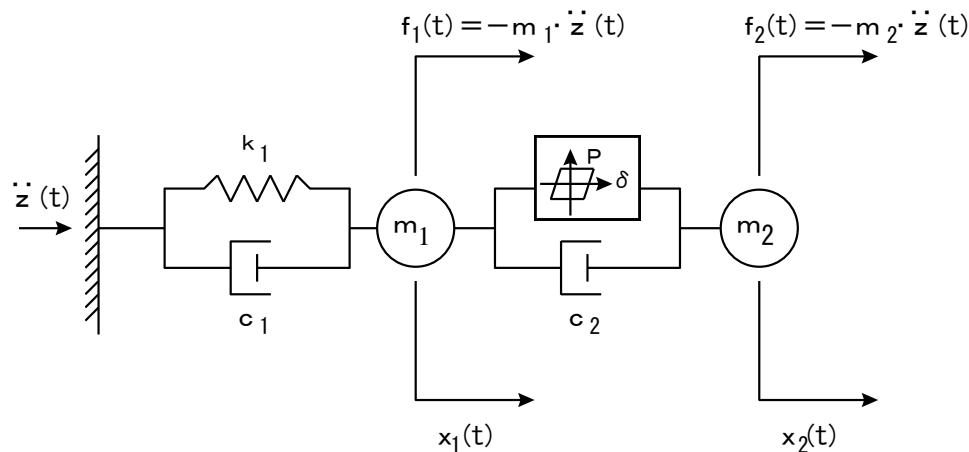


図 5.3.1 ボイラー及び支持構造の2質点モデル

ボイラー及び支持構造の2質点モデルにおける運動方程式は、式(5.3.1)で表される。

$$[M]\{\ddot{x}(t)\}+[C]\{\dot{x}(t)\}+[K]\{x(t)\}=\{F(t)\} \quad \cdots \cdots \cdots (5.3.1)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[C]$ 及び $[K]$ は、各々、質量、減衰及び剛性マトリックスであり、以下で表せる。

$$[M]=\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad \cdots \cdots \cdots (5.3.2)$$

$$[C]=\begin{bmatrix} c_1+c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \quad \cdots \cdots \cdots (5.3.3)$$

$$[K]=\begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \quad \cdots \cdots \cdots (5.3.4)$$

また、式(5.3.1)中の変位ベクトル $\{x(t)\}$ は式(5.3.5)のようになり、記号 $\dot{}$ は時間 t に関する1階微分を、記号 $\ddot{}$ は時間 t に関する2階微分を示す。

$$\{x(t)\}=\begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} \quad \cdots \cdots \cdots (5.3.5)$$

式(5.3.1)中の $\{F(t)\}$ は外力ベクトルであり、振動台入力加速度によって各質点に作用する慣性力ベクトルである。

$$\{F(t)\}=\begin{Bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix} -m_1 \cdot \ddot{z}(t) \\ -m_2 \cdot \ddot{z}(t) \end{Bmatrix} \quad \cdots \cdots \cdots (5.3.6)$$

3. 1. 2 支持構造及びボイラーの2質点モデルにおけるエネルギー評価式

式(5.3.1)に基づくエネルギーの釣合いを式(5.3.7)に示す。本式は時刻0から時刻 t_1 において累積したエネルギーの釣合いを表しており、右辺は外力によって構造系に入力され

るエネルギーである。以下，入力エネルギーを記号Eで表す。左辺第1項は各質点における運動エネルギーであり，左辺第2項は構造減衰によって吸収されるエネルギーである。以下，運動エネルギーを E_m で，構造減衰吸収エネルギーを E_h で表す。左辺第3項は，構造物の弾性振動エネルギーと振れ止め装置の塑性変形によって吸収されるエネルギーの和である。具体的には，弾性振動エネルギーを E_e で，振れ止め吸収エネルギーを E_p で表すと，左辺第3項は $(E_e + E_p)$ となる。

$$\begin{aligned} & \int_0^{t1} \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{\ddot{x}(t)\} dt + \int_0^{t1} \{\dot{x}(t)\}^T [C] \{\dot{x}(t)\} dt + \int_0^{t1} \{\dot{x}(t)\}^T [K] \{x(t)\} dt \\ &= - \int_0^{t1} \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{\ddot{z}(t)\} dt \\ & \dots\dots\dots (5.3.7) \end{aligned}$$

以上をまとめると，構造物への入力エネルギーEは，運動エネルギー E_m ，構造減衰吸収エネルギー E_h ，弾性振動エネルギー E_e 及び振れ止め吸収エネルギー E_p と式(5.3.8)にて釣り合う。

$$E_m + E_h + E_e + E_p = E \quad \dots\dots\dots (5.3.8)$$

上式中のE， E_m ， E_h ， E_p 及び E_e は以下の式で計算できる。

$$E = - \int_0^{t1} \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{\ddot{z}(t)\} dt \quad \dots\dots\dots (5.3.9)$$

$$E_m = \int_0^{t1} \{\dot{x}(t)\}^T [M] \{\ddot{x}(t)\} dt \quad \dots\dots\dots (5.3.10)$$

$$E_h = \int_0^{t1} \{\dot{x}(t)\}^T [c] \{\dot{x}(t)\} dt \quad \dots\dots\dots (5.3.11)$$

$$E_p = \int_0^{t1} P(t) \cdot \dot{\delta}(t) \cdot dt \quad \dots\dots\dots (5.3.12)$$

$$E_e = \int_0^{t1} \{\dot{x}(t)\}^T [K] \{x(t)\} dt - E_p \quad \dots\dots\dots (5.3.13)$$

ここに、 $P(t)$ は振れ止め装置反力であり、 $\dot{\delta}(t)$ は式(5.3.14)に示す支持構造に対するボイラーの相対速度である。

$$\dot{\delta}(t) = \dot{x}_2(t) - \dot{x}_1(t) \quad \dots\dots\dots (5.3.14)$$

上述の考えに基づき、全体系1段試験における各種振れ止め装置(1段A1, A2, B1及びB2)での測定データを用いて、振れ止め装置のエネルギー吸収量と支持構造応答量の関係を定量的に把握することにした。

3. 1. 3 エネルギー吸収性能の確認

式(5.3.9)～式(5.3.13)で計算されるエネルギー値と支持構造応答量の関係を、全体系1段試験実測データを用いて整理した。対象とした振れ止め装置はリンク式A1, A2及び挟み込み式B1, B2の計4種であり、実証波であるTaft EW波のレベル2加振時のエネルギー収支を解析した。本解析で用いたモデルとして、ボイラー支持構造連成系を3次元フレームでモデル化し、その1次固有振動数を実測値と一致させたモデルを用いた。振れ止め装置の復元力特性は設計時と同じバイリニア型を採用し、ガタは考慮していない。上式の積分値は実験時のサンプリング時間きざみ0.005秒の離散デジタル値から数値積分により算出した。

図5.3.2～図5.3.5に、A1, A2, B1及びB2タイプの振れ止め装置を対象として実施したシミュレーションにおける振動台上加加速度、支持構造重心変位とエネルギーの時刻歴波形を示し、図5.3.6～図5.3.9に、全体系1段試験結果における振動台上加加速度、支持構造重心変位とエネルギーの時刻歴波形を示す。また、表5.3.1に、支持構造重心位置での変位が最大振幅となる時点でのエネルギー収支をまとめた結果を示し、本表と同じ内容を入力エネルギーに対する比率でまとめた結果を表5.3.2に示す。以下、図5.3.2から図番の順に説明する。

図5.3.2は、A1振れ止め装置を対象としたシミュレーションによる振動台上加加速度、支持構造重心変位とエネルギーの時刻歴波形を示している。

本図に着目すると、振動台上加加速度によって支持構造が加振され、その1次固有振動数1.7Hzで支持構造重心位置変位が励振されて減衰する過程を見ることができる。このような振動特性は、全体系試験における実測でも同様である。

この振動が増幅して減衰する過程を、入力エネルギーと吸収エネルギーの関係から見る

と、入力エネルギーに対して少し遅れて吸収エネルギーが発生している。同時刻において入力エネルギーから吸収エネルギーを引いた値は、運動エネルギーと弾性振動エネルギーの和に一致し、これが支持構造の振動に寄与するエネルギーとなっている。吸収エネルギーは、構造減衰による吸収エネルギーと振れ止め装置による吸収エネルギーの和であり、振動が収束した時点では両者の和が入力エネルギー値に一致している。

以上より、振れ止め装置のエネルギー吸収性能を定量的に評価できることが分かった。入力エネルギー値、吸収エネルギー値及び弾性振動エネルギー値の具体的な比較は、他のケースも含めて表5.3.1及び表5.3.2の説明の個所で詳述する。

図5.3.3は、A2振れ止め装置を対象としたシミュレーションによる振動台上加速度、支持構造重心変位とエネルギーの時刻歴波形を示している。上述したA1振れ止め装置と同様に、入力エネルギーと吸収エネルギーの収支は合っている。A1タイプと違う点は、振れ止め装置による吸収エネルギーが少ないことであり、弾塑性設計によるA1タイプと弾性設計によるA2タイプの違いが、エネルギー吸収量に顕著に現れていることが分かる。

図5.3.4及び図5.3.5は、各々、B1及びB2タイプでのシミュレーション結果を示しており、両図の比較においても、弾塑性設計によるB1タイプと弾性設計によるB2タイプの違いが、エネルギー吸収量に顕著に現れていることが分かる。

以上より、A1と同様にA2、B1及びB2振れ止め装置においても、エネルギー吸収性能を定量的に評価できることが分かった。

図5.3.6は、A1振れ止め装置を対象とした全体系試験による振動台上加速度、支持構造重心変位とエネルギーの時刻歴波形を示している。本図に着目すると、振動台上加速度によって支持構造が加振され、その1次固有振動数1.7Hz（周期約0.6s）で支持構造重心位置変位が励振されて減衰する過程を見ることができる。このような振動特性は、シミュレーションと同様である。

また、入力エネルギーと吸収エネルギーの関係も、傾向的にはシミュレーションの場合と同様である。具体的には、入力エネルギーに対して少し遅れて吸収エネルギーが発生している点、同時刻において入力エネルギーから吸収エネルギーを引いた値は、運動エネルギーと弾性振動エネルギーの和にほぼ一致し、これが支持構造の振動に寄与するエネルギーとなっている点である。

図5.3.7は、A2振れ止め装置を対象とした全体系試験による振動台上加速度、支持構造重心変位とエネルギーの時刻歴波形を示している。上述したA1タイプと違う点は、振れ止め

装置による吸収エネルギーが少ない点であり、弾塑性設計によるA1タイプと弾性設計によるA2タイプの違いが、エネルギー吸収量に顕著に現れていることが分かる。

図5.3.8及び図5.3.9は、各々、B1及びB2タイプでのエネルギー収支を示しており、両図の比較においても、弾塑性設計によるB1タイプと弾性設計によるB2タイプの違いが、エネルギー吸収量に顕著に現れていることが分かる。

以上より、全体系試験結果においてもA1、A2、B1及びB2振れ止め装置4種の、エネルギー吸収性能を定量的に評価できることが分かった。

表5.3.1に、支持構造重心位置での変位が最大振幅となる時点でのエネルギー収支をまとめた結果を示し、本表と同じ内容を入力エネルギーに対する比率でまとめた結果を表5.3.2に示す。

表5.3.2中のA1振れ止め装置のエネルギー収支に着目すると、シミュレーション及び全体系試験で、入力エネルギーに対する吸収エネルギーの比率がほぼ一致する。具体的には、振れ止めにより入力エネルギーの2割程度を吸収し、構造減衰によっても入力エネルギーの2割程度を吸収している点である。これと同様に、B1振れ止め装置のエネルギー収支の比率もA1の場合とほぼ同値である。以上より、弾塑性設計によるA1及びB1振れ止め装置は、入力エネルギーの2割程度を吸収することが分かった。これに対して、弾性設計によるA2及びB2振れ止め装置の吸収エネルギーは、入力エネルギーの数%程度より小さいことが分かった。

以上より、弾性設計及び弾塑性設計による振れ止め装置のエネルギー吸収機能を、全体系試験結果及びシミュレーションから定量的に把握した結果、弾塑性設計の振れ止め装置の方が制振効果が大きいことが分かった。

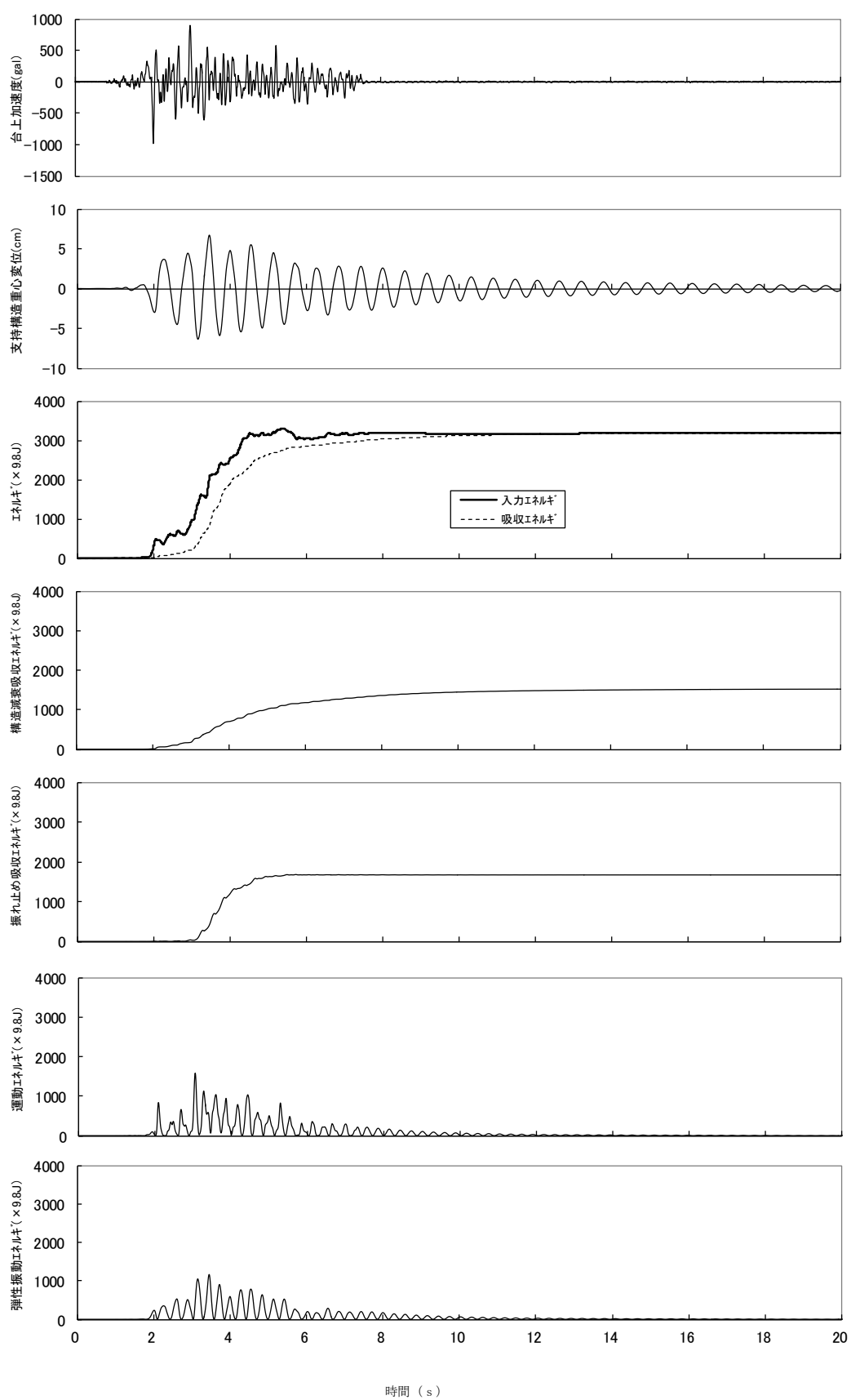


図5.3.2 A1タイプの時刻歴波形及びエネルギー(シミュレーション)

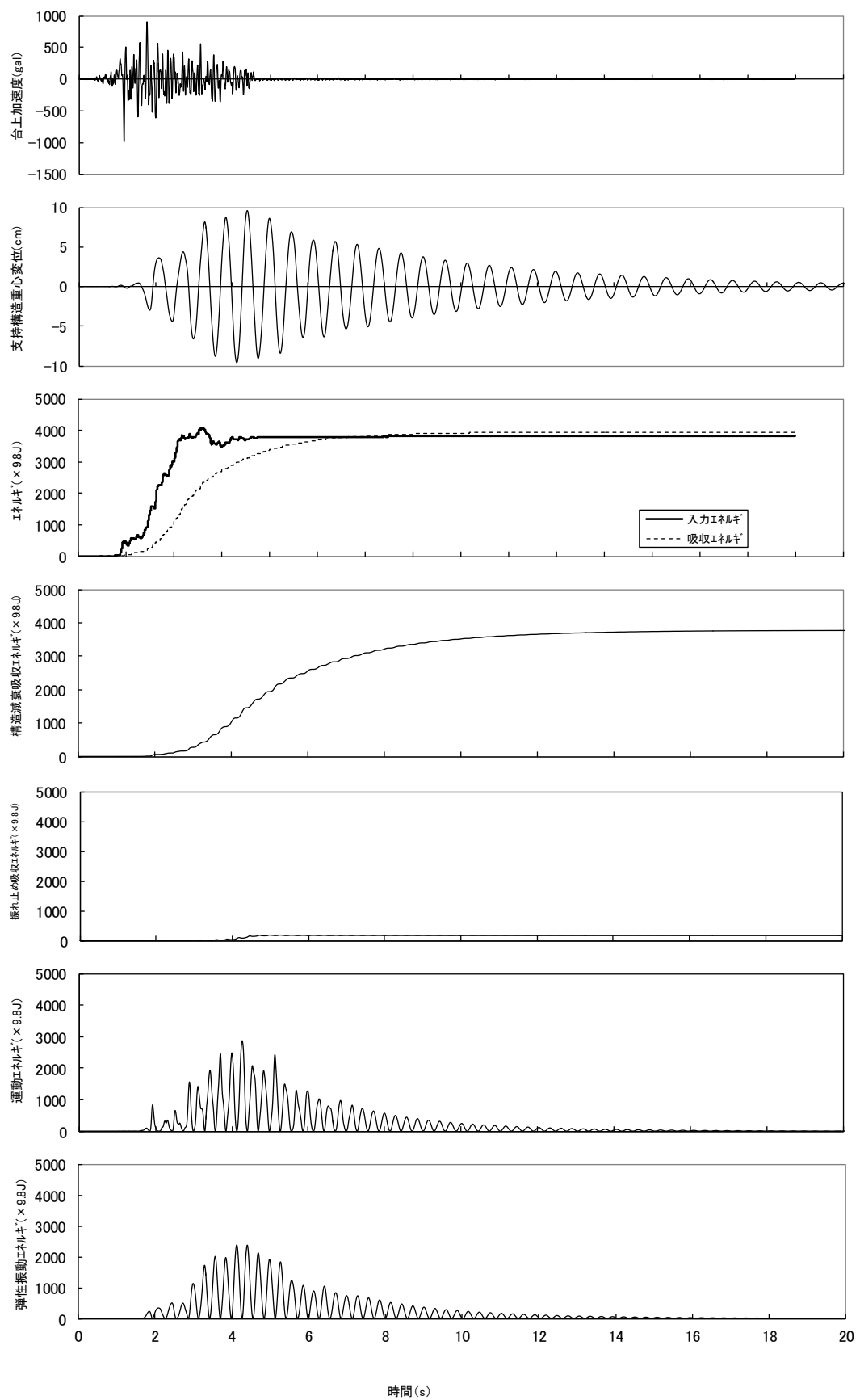


図5.3.3 A2タイプの時刻歴波形及びエネルギー(シミュレーション)

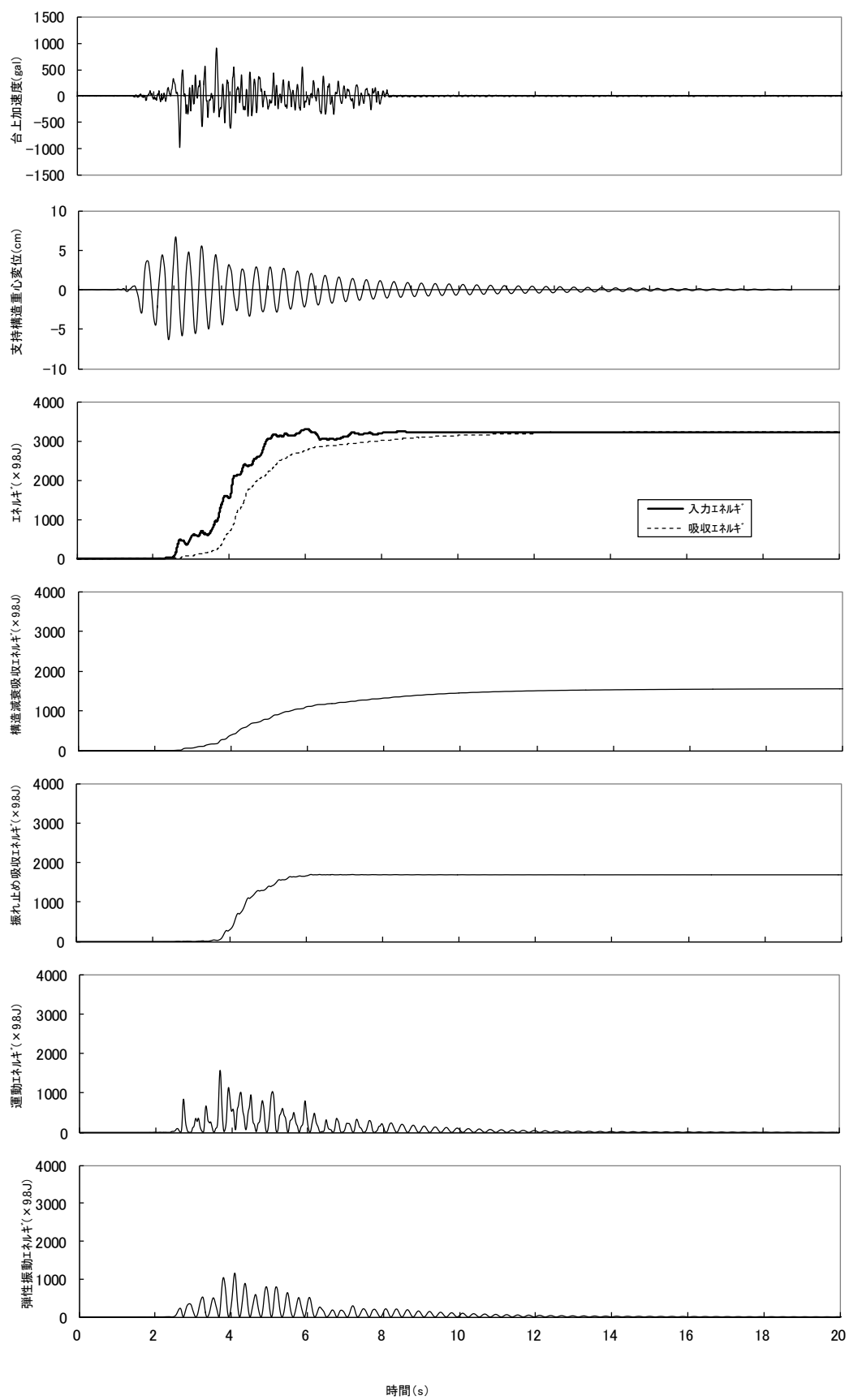


図5.3.4 B1タイプの時刻歴波形及びエネルギー(シミュレーション)

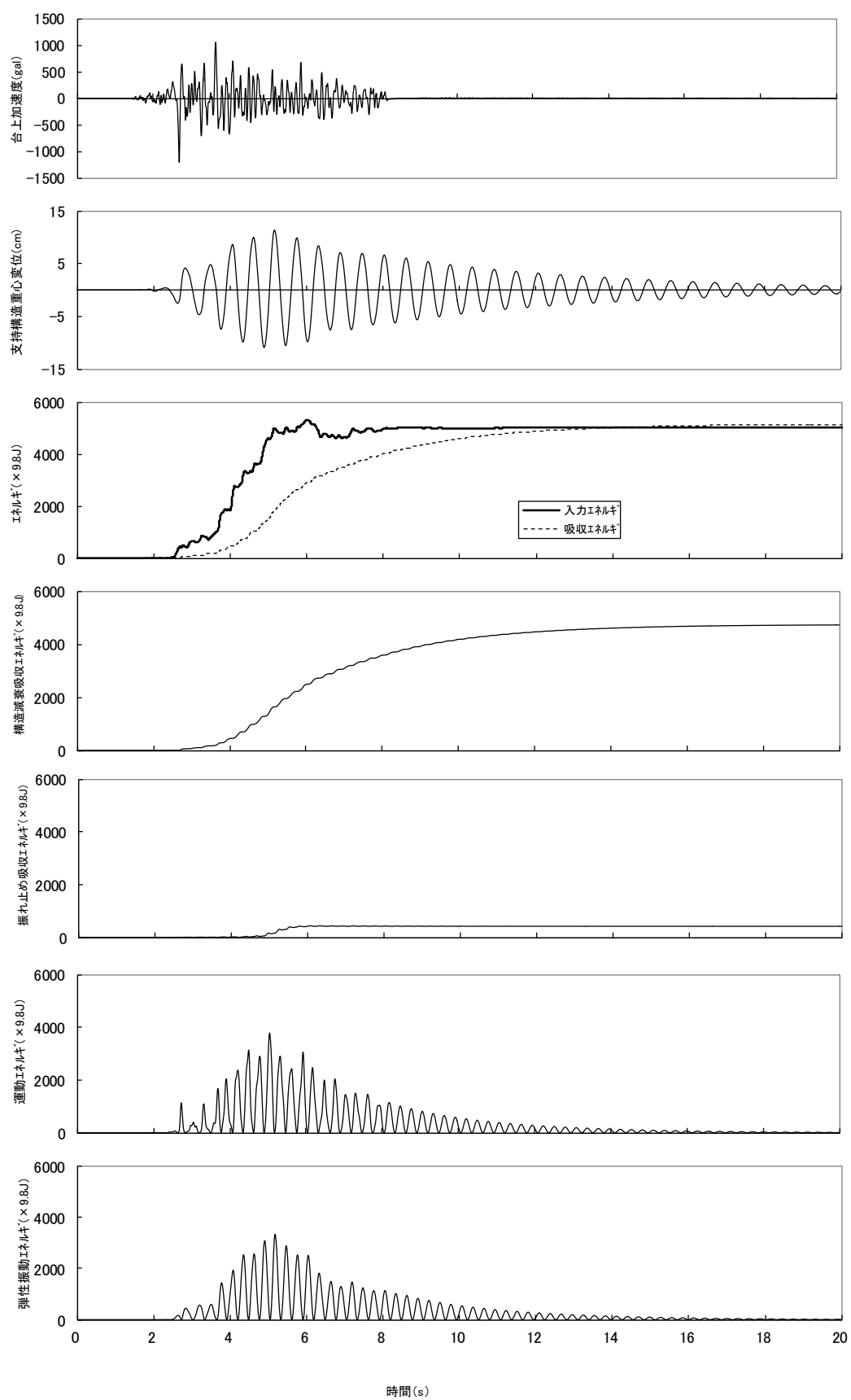


図5.3.5 B2タイプの時刻歴波形及びエネルギー(シミュレーション)

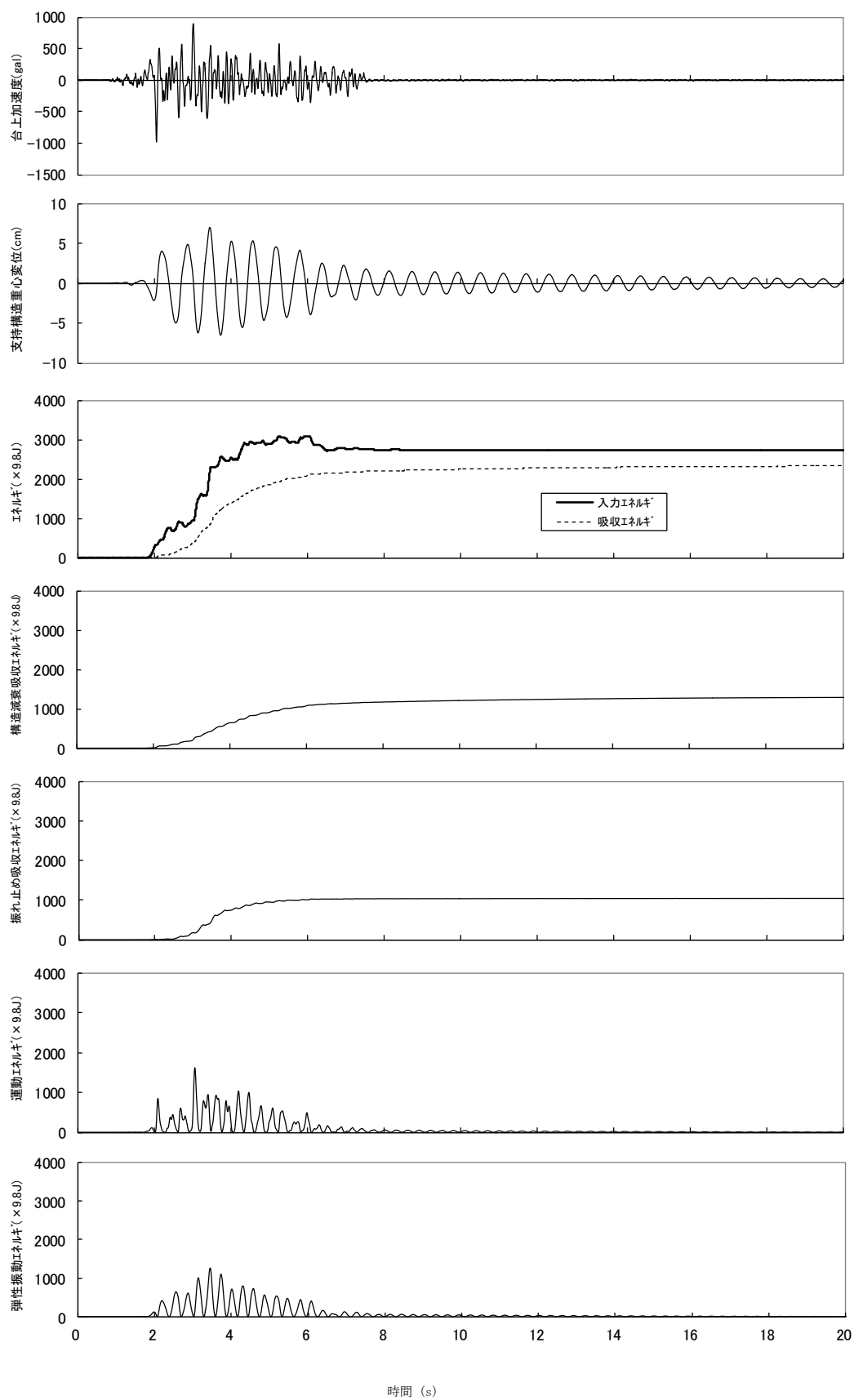


図5.3.6 A1タイプの時刻歴波形及びエネルギー(全体系試験)

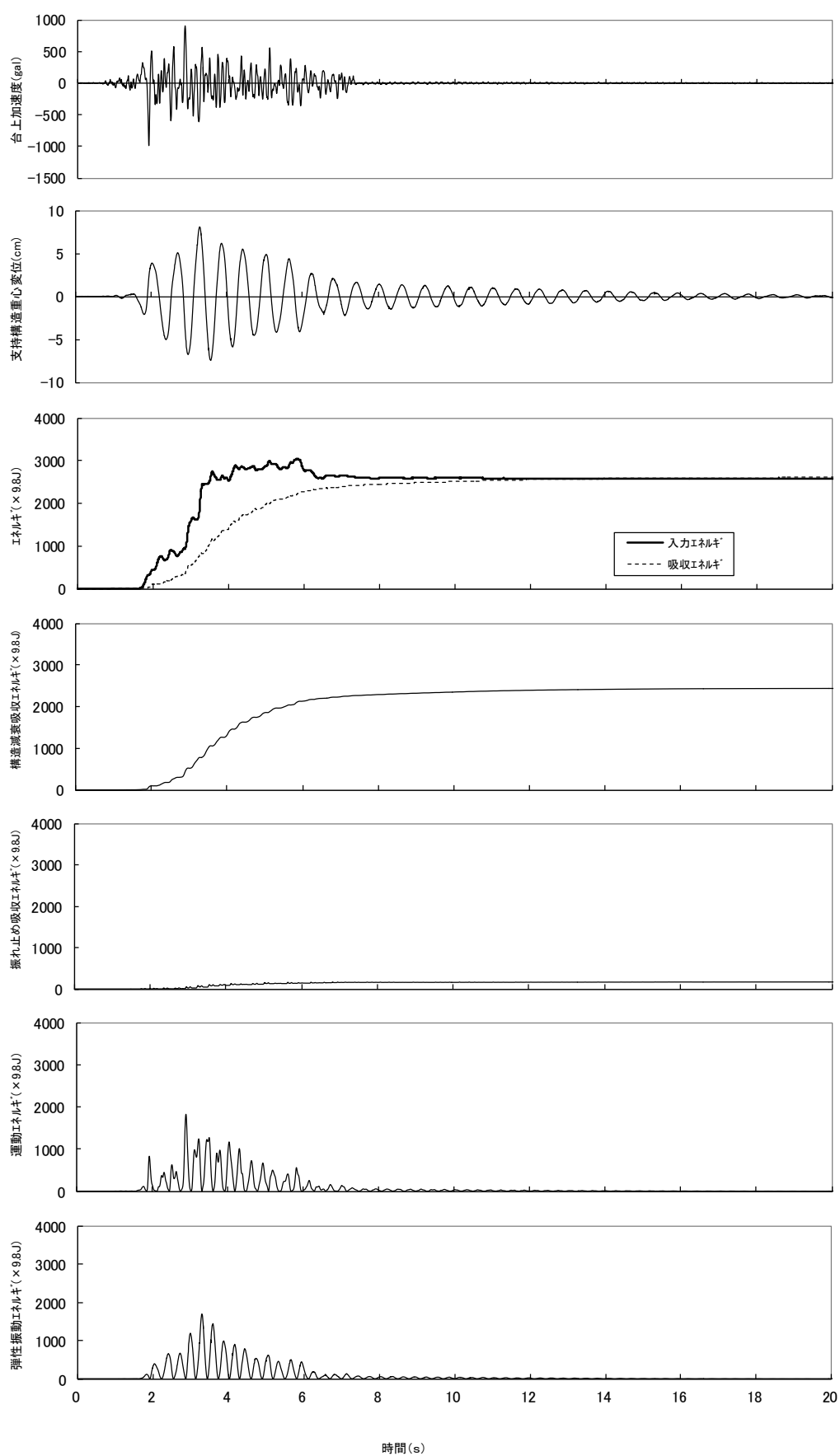


図5.3.7 A2タイプの時刻歴波形及びエネルギー(全体系試験)

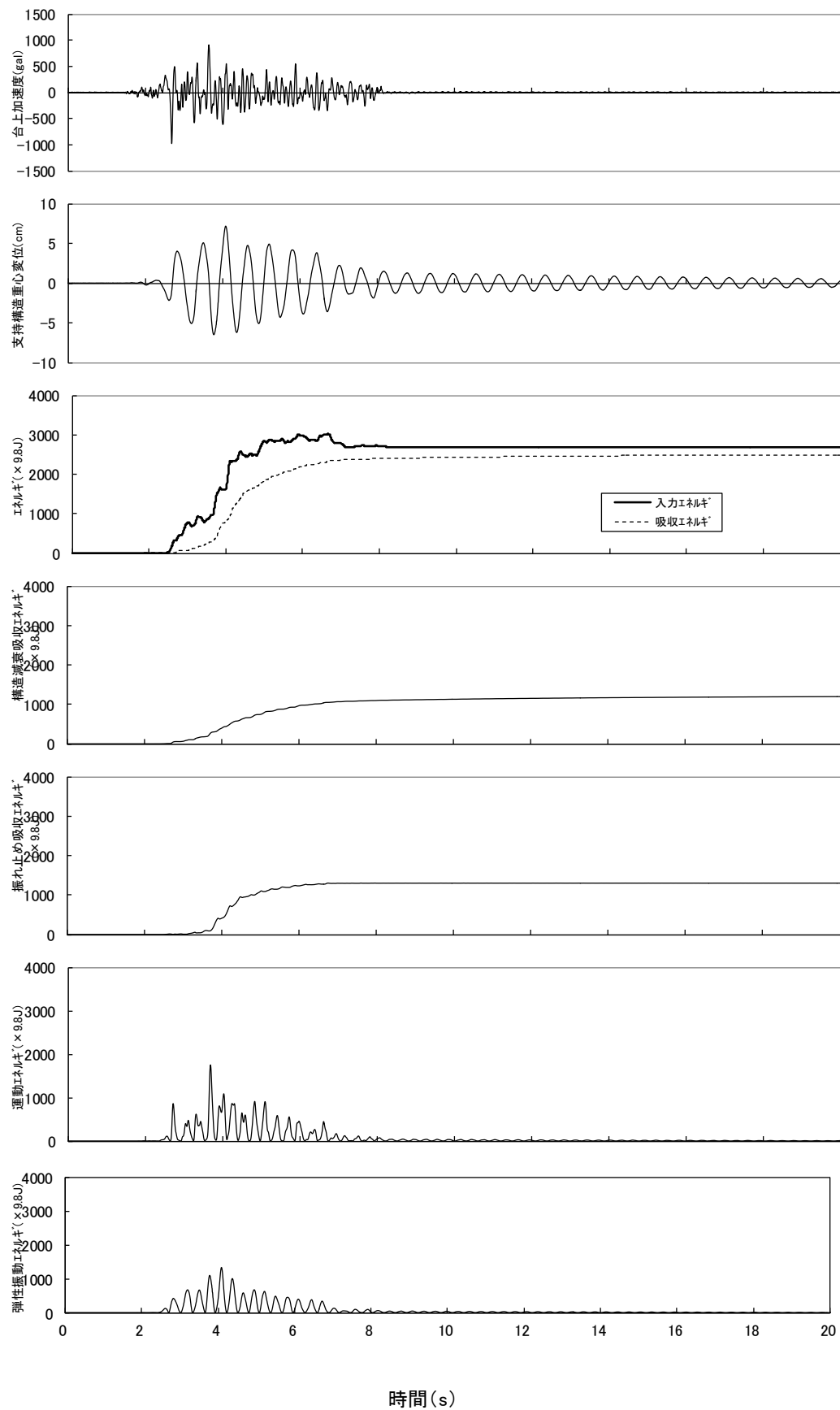


図5.3.8 B1タイプの時刻歴波形及びエネルギー(全体系試験)

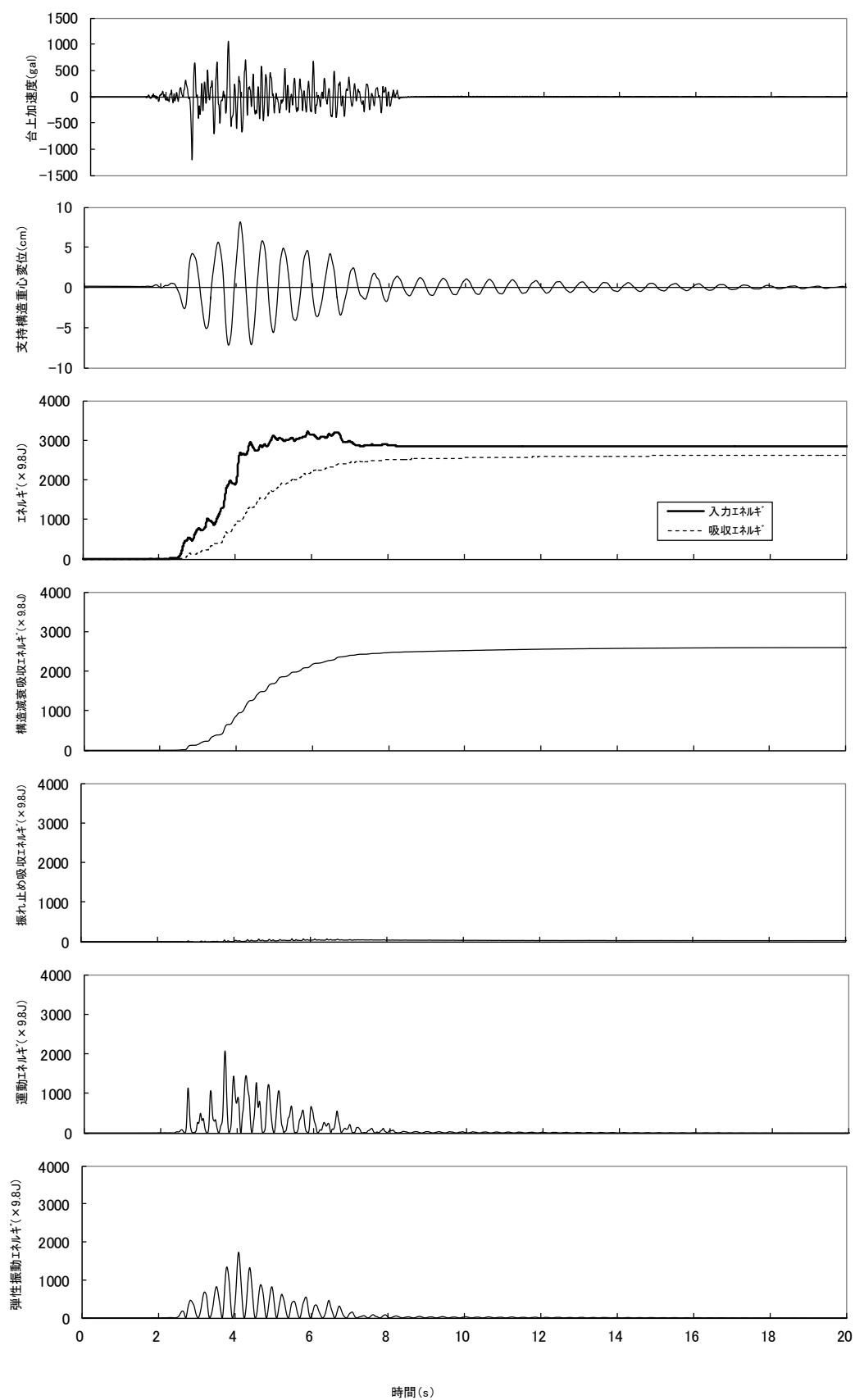


図5.3.9 B2タイプの時刻歴波形及びエネルギー(全体系試験)

表5. 3. 1 全体系 1 段試験におけるエネルギー収支(支持構造重心位置の最大変位時)

	記号	1段A1		1段B1		1段A2		1段B2	
		シミュレーション	全体系試験	シミュレーション	全体系試験	シミュレーション	全体系試験	シミュレーション	全体系試験
支持構造重心変位(cm)	-								
入力エネルギー-(×9.8J)	E	6.703	6.99	6.68	7.14	9.58	8.08	11.13	8.17
吸収エネルギー-(×9.8J)	Eh+Ep	2050	2180	2030	2240	3810	2360	4960	2640
構造減衰エネルギー-(×9.8J)	Eh	832	832	826	898	1571	839.6	1822	961.1
振れ止め吸収エネルギー-(×9.8J)	Ep	420	414	419	435	1450	778	1640	948
弾性振動エネルギー-(×9.8J)	Ee	412	418	407	463	121	61.6	182	13.1
エネルギー-誤差(×9.8J)	E-Eh-Ep-Ee	1160	1260	1160	1330	2370	1690	3320	1730
※最大変位時のため, Em(運動エネルギー)=0		58	88	44	12	-131	-169.6	-182	-51.1

表5. 3. 2 全体系 1 段試験におけるエネルギー収支比(支持構造重心位置の最大変位時)

	記号	1段A1		1段B1		1段A2		1段B2	
		シミュレーション	全体系試験	シミュレーション	全体系試験	シミュレーション	全体系試験	シミュレーション	全体系試験
入力エネルギー-比	E/E	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
吸収エネルギー-比	(Eh+Ep)/E	0.406	0.382	0.407	0.401	0.412	0.356	0.367	0.364
構造減衰エネルギー-比	Eh/E	0.205	0.190	0.206	0.194	0.381	0.330	0.331	0.359
振れ止め吸収エネルギー-比	Ep/E	0.201	0.192	0.200	0.207	0.032	0.026	0.037	0.005
弾性振動エネルギー-比	Ee/E	0.566	0.578	0.571	0.594	0.622	0.716	0.669	0.655
エネルギー-誤差比	(E-Eh-Ep-Ee)/E	0.028	0.040	0.022	0.005	-0.034	-0.072	-0.037	-0.019

3. 2 振れ止め装置の耐久性

実機ボイラーの振れ止め装置の耐久性を検証するために、対象モデルとして実証試験模型のベースとなった第3章(ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定と試験体設計)の2. 1. 3項に記載のモデルプラントの解析モデルを採用した。本モデルの解析結果より得られた振れ止め装置の累積塑性率と要素試験より得られた最大累積塑性率とを比較して振れ止め装置の耐久性の検証を行った。

3. 2. 1 解析モデル

第3章の2. 1. 3項で述べた対象モデルプラントの解析モデルである実機多質点モデルを使用する。本モデルについて、ここで再度説明する。本モデルは、支持構造モデル、ボイラー本体モデル、振れ止め装置モデルから成る連成系の解析モデルである。図 5. 3. 10 に解析モデル概念図を、図 5. 3. 11 に解析モデルを示す。

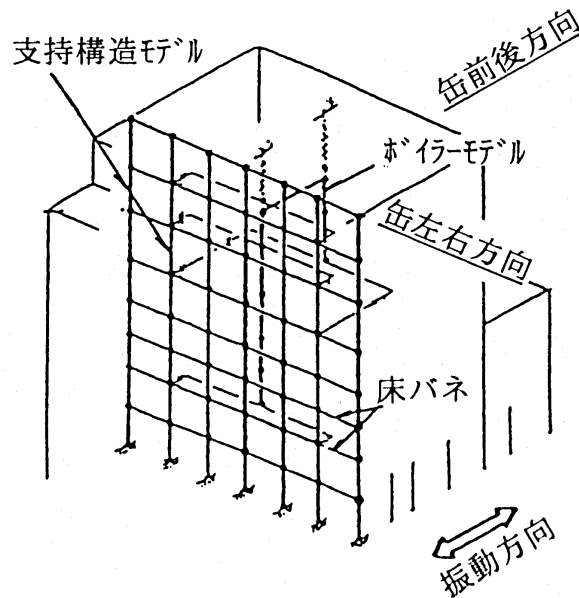


図 5. 3. 10 解析モデル概念図

(1) 支持構造モデル

支持構造モデルは前後方向の地震時水平力を負担する支持構造を解析対象とする。各構面を立体モデルの静的加力解析結果に基づいて曲げせん断型又はせん断型の基礎固定質点系モデルへと縮合し、それらを水平ブレース、コンクリートスラブを評価した等価なせん断ばね（床ばね）で接続することにより擬似立体モデルを作成した。対象としているのは前後方向であり、建屋の対称性を考慮して支持構造の右側半分をモデル化した。なお、支持構造及び床ばねは弾性とする。支持構造モデルの質量、剛性を表 5.3.3(a)，(b)に示す。

(2) ボイラー本体モデル

ボイラー本体は、質量を振れ止め装置の取付レベルに集中させ、各質点間を曲げせん断梁で結んだ多質点モデルとして建屋頂部節点より吊り下げ、頂部大梁からの吊り下げロッドによる回転拘束を考慮する。なお、ボイラー本体は弾性とする。ボイラーモデルの質量、剛性については表 5.3.3(b)に示す。

(3) 振れ止め装置モデル

図 5.3.11 の解析モデルに示すように振れ止め装置は支持構造とボイラー本体の間に取り付けられるが、それらは図 5.3.12 の振れ止め装置接続状況に示すように ST-1 から ST-10 までの計 10 本から構成されている。その力学的特性については、2.3 節で検討を行った各タイプの試験結果を反映したモデルの内、最も良く再現性のあるモデルを選択した。すなわち、想定した塑性率（弾性設計；塑性率=5，弾塑性設計；塑性率=20）で得られる 2 次勾配を採用した。また、比較のために現行設計式モデルについても解析を行った。なお、降伏荷重は同じ場所のものは同一とし、その降伏荷重合計値は、対象とする 70 万 kw 級ボイラーの各社の平均的特性（降伏荷重合計： $\Sigma P_y=3900 \times 9.8\text{kN}$ ）とした。これらのモデルについて表 5.3.4 に示す。また、これら振れ止め装置の復元力特性を表 5.3.5 に示す。

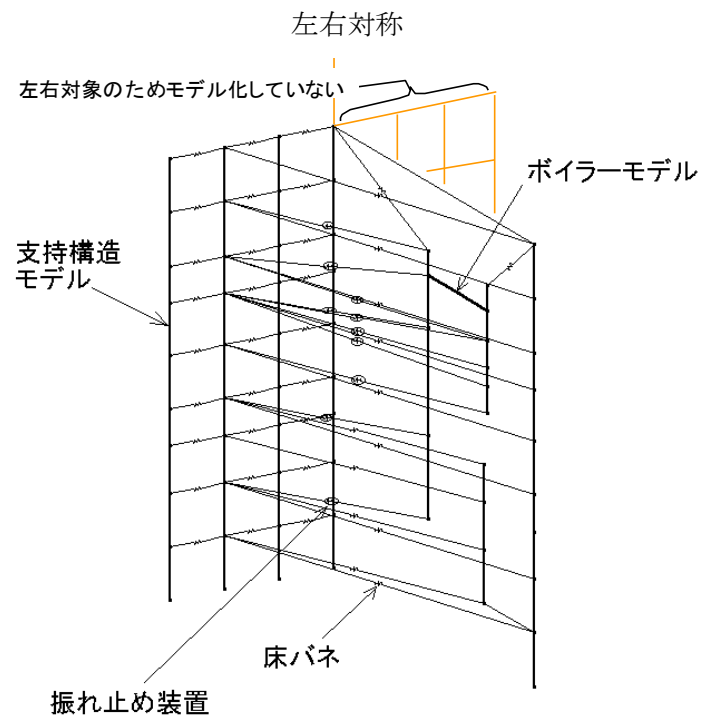
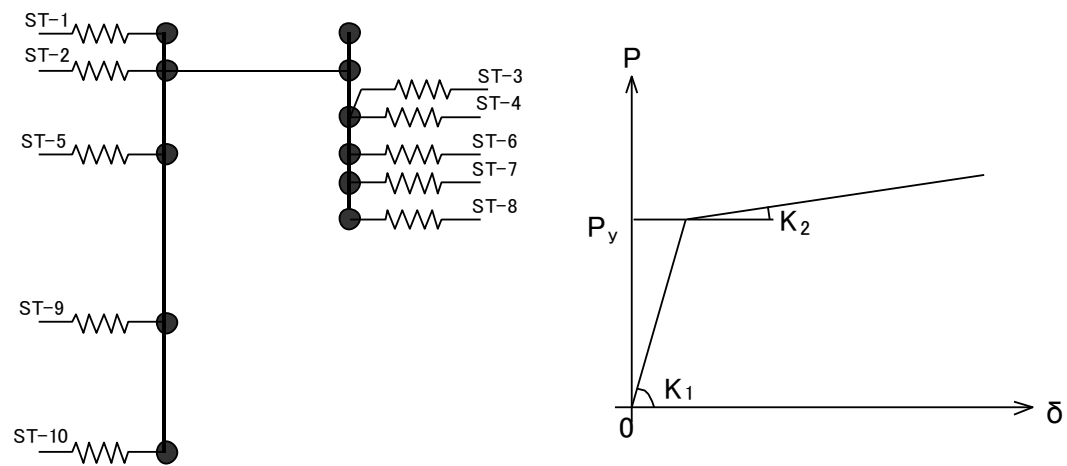


図 5.3.11 解析モデル



振れ止め装置の接続状況

振れ止め装置の復元力特性

図 5.3.12 振れ止め装置の接続状況と復元力特性

表 5.3.3(a) 支持構造及びボイラーモデル諸元(1/2)

通 り 名	モ デ ル 図	質点 番号	質量(t)	B-S 番号	せん断断面積 A_s (cm ²)	断面2次モー メントI (cm ⁴)
(13A) + (19Z) フ レ ー ム		1	1034.6	1-2	15.1	—
		2	749.1	2-3	49.9	—
		3	944.2	3-4	110.1	—
		4	599.0	4-5	247.0	—
		5	2348.7	5-6	451.9	—
		6	857.5	6-7	677.0	—
		7	638.1	7-8	734.0	—
		8	1059.4	8-9	1067.5	—
		9	1048.4	9-10	1533.7	—
(14A) + (18) (14P) (15Z) + (18V) (18Z) フ レ ー ム		11	2355.2	11-12	841.2	—
		12	796.5	12-13	937.7	—
		13	1477.6	13-14	1637.7	—
		14	741.3	14-15	2391.1	—
		15	4421.1	15-16	2254.3	—
		16	2943.2	16-17	2302.3	—
		17	1092.1	17-18	2450.2	—
		18	2683.5	18-19	4116.9	—
		19	1565.8	19-20	5858.3	—
(15A) + (17) フ レ ー ム		21	246.0	21-22	24.8	5.57×10^8
		22	163.2	22-23	22.9	6.40×10^8
		23	499.4	23-24	31.4	6.28×10^8
		24	52.0	24-25	24.7	6.23×10^8
		25	3576.0	25-26	22.9	18.57×10^8
		26	301.5	26-27	22.0	21.88×10^8
		27	380.0	27-28	26.0	20.50×10^8
		28	257.0	28-29	23.0	19.72×10^8
		29	102.6	29-30	37.1	22.63×10^8

表 5.3.3(b) 支持構造及びボイラーモデル諸元(2/2)

通 り 名	モ デ ル 図	質点 番号	質量(t)	B-S 番号	せん断断面積 $A_s(\text{cm}^2)$	断面2次モー メントI(cm^4)
⑬ フ レ ー ム		31	484.5	31-32	27.6	—
		32	169.0	32-33	23.5	—
		33	395.8	33-34	86.6	—
		34	81.1	34-35	129.9	—
		35	1858.7	35-36	326.4	—
		36	203.1	36-37	335.6	—
		37	217.0	37-38	313.0	—
		38	235.8	38-39	26.9	—
		39	152.0	39-65	1.8	—
		40	35.7	40-41	10.3	—
		41	86.4	41-42	2.2	—
		42	183.1	42-43	5.7	—
		43	155.1			—
		44	364.0	44-45	6.2	—
		45	52.1	45-46	1.3	—
		46	489.5	46-47	43.4	—
		47	94.7	47-48	74.8	—
		48	206.7	48-49	87.9	—
		49	1760.4	49-50	210.9	—
		50	128.0	50-51	243.9	—
		51	1405.0	51-52	336.0	—
		52	155.1	52-66	700.9	—
ボ イ ラ ー		53	1170.0	53-54	2600.0	100.00×10^8
		54	1170.0	54-55	2300.0	17.00×10^8
		55	444.0	55-56	1200.0	2.90×10^8
		56	1260.0	56-57	1200.0	3.20×10^8
		57	1400.0			
		58	1170.0	58-59	2200.0	110.0×10^8
		59	1170.0	59-60	6700.0	27.0×10^8
		60	1616.0	60-61	6700.0	27.0×10^8
		61	784.0	61-62	2300.0	6.2×10^8
		62	1150.0	62-63	2300.0	6.2×10^8
		63	1082.0			
		64		64-54	4400.0	470.0×10^8
				64-59	4400.0	470.0×10^8

表 5.3.4 検討対象の振れ止め装置モデル

振れ止め装置モデル	特 徴
試験結果反映モデル	要素試験及び全体系試験を反映したモデルの内、最も良く再現性があるモデル。すなわち、A1 及び B1 タイプの弾塑性設計の振れ止め装置では、ガタは等価線形、復元力特性はバイリニア型で 2 次勾配が塑性率 20 の最大荷重時、硬化則は移動硬化則のものを採用。A2 及び B2 タイプの弾性設計の振れ止め装置では、ガタは等価線形、復元力特性はバイリニア型で 2 次勾配が塑性率 5 の荷重漸増時、硬化則は移動硬化則のものを採用。
現行設計式モデル	現行設計 ^{6),7)} で採用されている弾塑性設計タイプの振れ止め装置設計式。ガタは無視、復元力特性はバイリニア型で 2 次勾配が 1 次勾配の約 1/40 で、硬化則は移動硬化則のものを採用。

表 5.3.5 振れ止め装置の復元力特性

振れ止め装置 番号	振れ止め装置のモデル及びタイプ		剛 性		降伏値
			K1 (×9.8kN/cm)	K2 (×9.8kN/cm)	P _y (×9.8kN)
ST-1	試験結果 反映式	A1	355.8	4.5	484.3
		A2	328.1	42.4	484.3
		B1	463.4	2.6	484.3
		B2	425.2	26.8	484.3
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	691.9	16.9	484.3
ST-2	試験結果 反映式	A1	355.8	4.5	484.3
		A2	328.1	42.4	484.3
		B1	463.4	2.6	484.3
		B2	425.2	26.8	484.3
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	691.9	16.9	484.3
ST-3	試験結果 反映式	A1	123.4	1.6	167.9
		A2	113.8	14.7	167.9
		B1	160.7	0.9	167.9
		B2	147.4	9.3	167.9
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	239.9	5.9	167.9
ST-4	試験結果 反映式	A1	275.2	3.5	374.5
		A2	253.7	32.8	374.5
		B1	358.4	2.0	374.5
		B2	328.8	20.7	374.5
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	535.0	13.1	374.5
ST-5	試験結果 反映式	A1	123.4	1.6	167.9
		A2	113.8	14.7	167.9
		B1	160.7	0.9	167.9
		B2	147.4	9.3	167.9
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	239.9	5.9	167.9
ST-6	試験結果 反映式	A1	218.2	2.8	297.0
		A2	201.2	26.0	297.0
		B1	284.2	1.6	297.0
		B2	260.8	16.4	297.0
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	424.3	10.4	297.0
ST-7	試験結果 反映式	A1	218.2	2.8	297.0
		A2	201.2	26.0	297.0
		B1	284.2	1.6	297.0
		B2	260.8	16.4	297.0
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	424.3	10.4	297.0
ST-8	試験結果 反映式	A1	446.0	5.7	607.0
		A2	411.2	53.1	607.0
		B1	580.9	3.2	607.0
		B2	532.9	33.6	607.0
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	867.1	21.2	607.0
ST-9	試験結果 反映式	A1	279.9	3.5	381.0
		A2	258.1	33.4	381.0
		B1	364.6	2.0	381.0
		B2	334.5	21.1	381.0
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	544.3	13.3	381.0
ST-10	試験結果 反映式	A1	469.7	6.0	639.2
		A2	433.1	56.0	639.2
		B1	611.7	3.4	639.2
		B2	561.2	35.4	639.2
	現行設計式	A1, A2, B1, B2	913.1	22.3	639.2

3. 2. 2 解析条件

(1)減衰

減衰は式(5.3.15)に示す Rayleigh 減衰（一律内外減衰）を採用し，質量マトリックス及び剛性マトリックスに係る係数は，刺激係数が卓越する 1 次と 2 次のモード次数に対して $h=0.05$ の減衰を与えることにより算定した。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad \dots\dots\dots (5.3.15)$$

(2)入力地震波

入力地震波及び入力レベルを表 5.3.6 に示す。なお，入力レベルについては評価すべき累積塑性率が厳しくなるレベル 2 地震動を選択した。

表 5.3.6 入力地震波及び入力レベル

地震波	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)
Taft (EW)	496.6	50
El Centro (NS)	510.8	50
Hachinohe (EW)	332.7	50

(3)解析ケース

解析ケース一覧を表 5.3.7 に示す。B1, B2 タイプはその特性が A1, A2 タイプにそれぞれ近い
ため応答が卓越することが予想される Taft 波のみ解析を行う。

表 5.3.7 解析ケース

		Taft (EW)	El Centro (NS)	Hachinohe (NS)
試験反映式	A1	○	○	○
	A2	○	○	○
	B1	○	—	—
	B2	○	—	—
現行設計式	A1, A2, B1, B2	○	○	○

3. 2. 3 解析結果

Taft (EW) 波入力時に、現行設計式と要素試験反映式の累積塑性率を試験結果（最大累積塑性率）と比較したものを表 5. 3. 8 に、これらの比較において試験結果を 100 とし、これに対する累積塑性率の比で表したものを表 5. 3. 9 に示す。同様に、El Centro (NS) 波入力時の結果を表 5. 3. 10 に、Hachinohe (NS) 波入力時の結果を表 5. 3. 11 に示す。これらの表より以下のことが分かる。

- ① 各タイプ別に現行設計式と要素試験反映式の累積塑性率を比較すると両者はほぼ同じ値であり、要素試験反映式を適用しても累積塑性率にはあまり影響が無い。
- ② Taft 波の結果において、A1, A2, B1 タイプの現行設計式及び要素試験反映式の累積塑性率は、試験結果と比べ A1, B1 で 5%程度、A2 で 10%程度であり、かなり余裕があることが分かる。しかし、B2 タイプのものは要素試験で得られた最大累積塑性率が小さい（耐久性が低い）ために、累積塑性率が 40%程度となった。
- ③ Taft 波以外の波ではほとんど累積塑性率が発生していない。

以上をまとめると、現行設計式と要素試験反映式の比較より、両評価手法による結果の差は小さい。また、タイプや取付位置に拘わらず、すべての振れ止め装置の累積塑性率が試験結果（最大累積塑性率）より小さいことから実機の振れ止め装置の耐久性には問題がないことが分かった。

表 5.3.8 累積塑性率の試験結果との比較 (Taft EW 50cm/s)

	現行設計式	試験反映式
A1	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>
A2	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>
B1	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>
B2	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>

表 5.3.9 累積塑性率比の試験結果との比較(Taft EW 50cm/s)

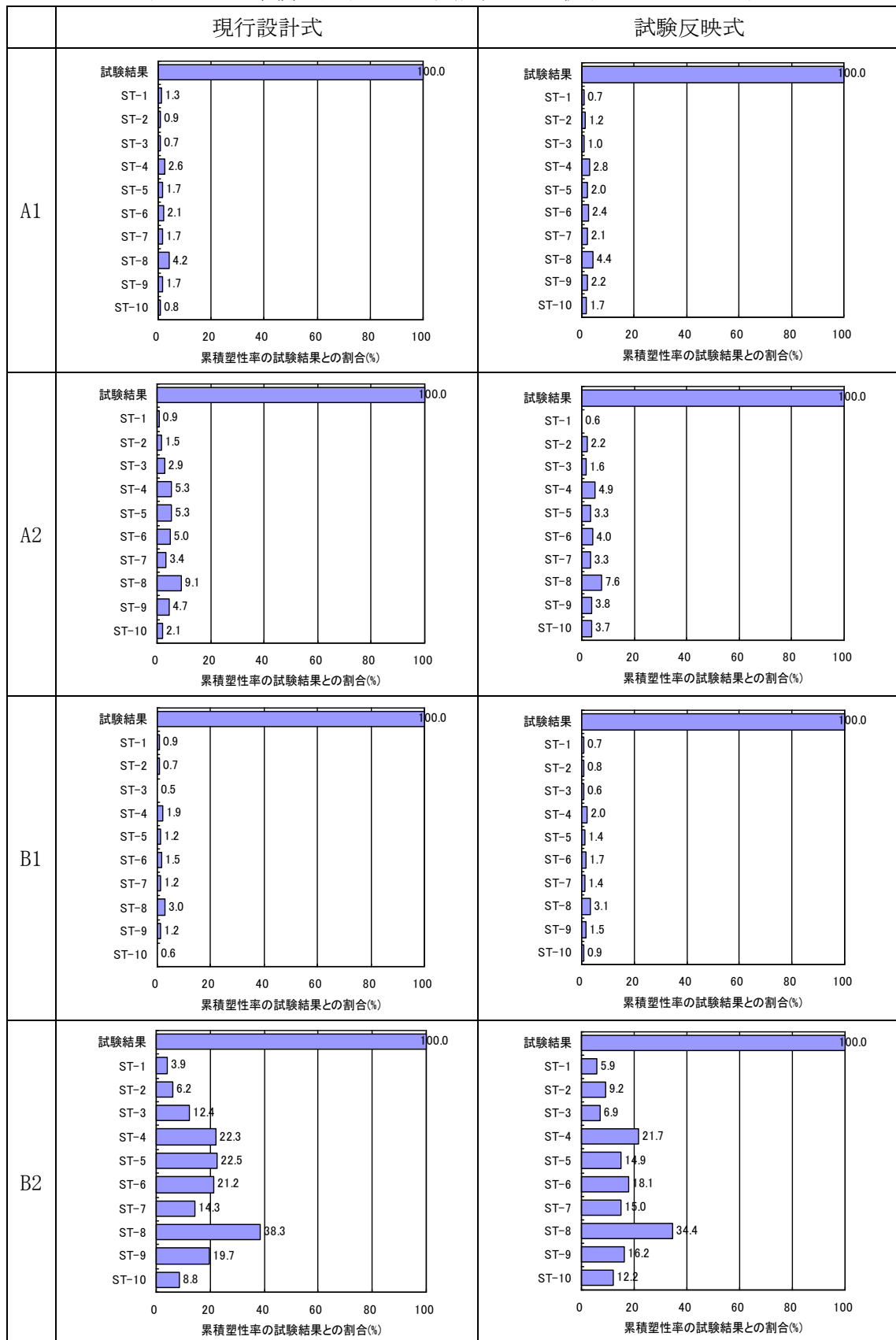


表 5.3.10 累積塑性率の試験結果との比較 (El Centro NS 50cm/s)

	現行設計式	試験反映式
A1	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>
A2	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>
A1 (比率)	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率の試験結果との割合(%)</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率の試験結果との割合(%)</p>
A2 (比率)	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率の試験結果との割合(%)</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率の試験結果との割合(%)</p>

表 5.3.11 累積塑性率の試験結果との比較 (Hachinohe NS 50cm/s)

	現行設計式	試験反映式
A1	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>
A2	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率</p>
A1 (比率)	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率の試験結果との割合(%)</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率の試験結果との割合(%)</p>
A2 (比率)	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率の試験結果との割合(%)</p>	<p>試験結果</p> <p>累積塑性率の試験結果との割合(%)</p>

3. 3 支持構造の耐震性

支持構造の耐震性を確認するために、図5. 3. 13に示すフローで検討を行った。本図より試験結果反映モデルと現行設計式モデルによる応答（層せん断力及び層間変形角）を比較し、現行設計式モデルの応答値が試験結果を反映した試験結果反映モデルと同等であるかどうかを確認することで、現行設計式による支持構造設計用地震荷重の算定法の妥当性を評価した。また、対象モデルプラントのベースとなった実際のボイラーの設計の際に算出した弾性耐力を用いてレベル2地震時における支持構造の応答が弾性域内に留まっていることを確認した。一方、層間変形角については本検討がレベル2地震波による検討であることより、レベル2地震時の許容層間変形角1/100に対する評価を行った。

以上のように、支持構造設計用地震荷重の妥当性評価、弾性耐力と地震荷重の比較及び層間変形角の検討を行うことにより支持構造の耐震性を確認した。

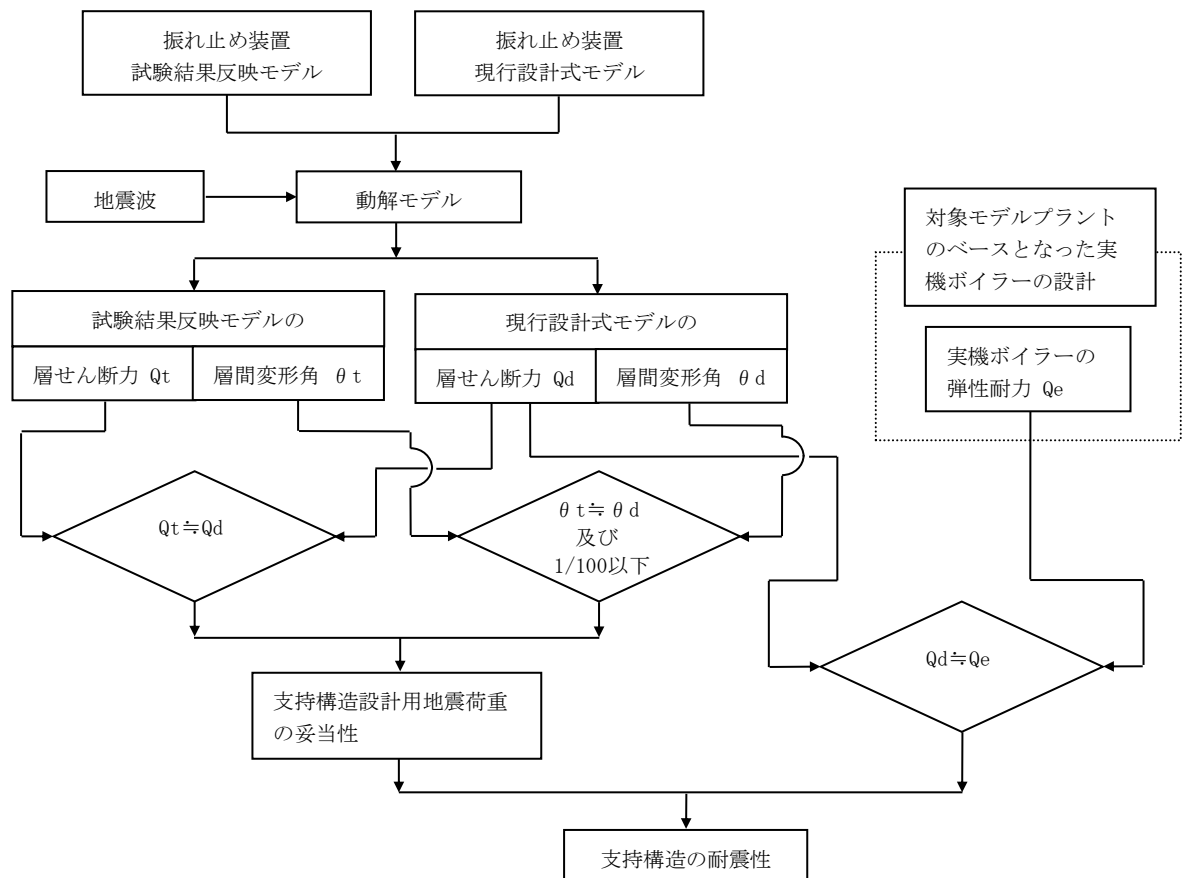


図5. 3. 13 支持構造の耐震性検討のフロー

3. 3. 1 層せん断力の比較

現行設計式モデルと試験結果反映モデルの層せん断力を比較するために図5. 3. 11に記載の解析モデルに最大速度50cm/sのTaft (EW) 波を入力することで各モデルの層せん断力を算出した。

図5. 3. 14に、現行設計式モデルと試験結果反映モデルの層せん断力を比較した結果を示す。本図より、現行設計式モデルは試験結果反映モデルとほぼ同等であることが分かる。また、対象モデルプラントのベースとなった実機ボイラーの弾性限界である弾性耐力も同図に示す。これより、現行設計式モデルは弾性耐力以下であり支持構造は弾性範囲内に収まっていることが分かる。

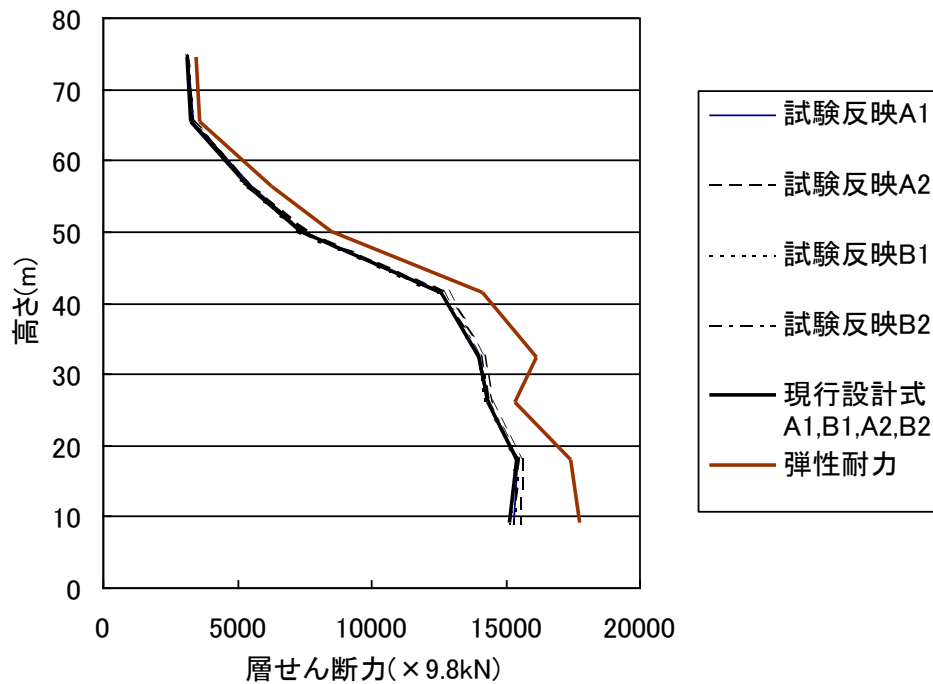


図 5. 3. 14 現行設計式モデルと試験結果反映モデルの層せん断力の比較

3. 3. 2 層間変形角の比較

現行設計式モデルと試験結果反映モデルの層間変形角を比較するために図5. 3. 11に記載の解析モデルに最大速度50cm/sのTaft (EW) 波を入力することで各モデルの層間変形角を算出した。

図5. 3. 15に現行設計式モデルと試験結果反映モデルの層間変形角の比較を示す。本図より，現行設計式モデルは試験結果反映モデルとほぼ同等であることが分かる。また，レベル2地震入力時における許容層間変形角1/100程度以内に収まっていることが分かる。

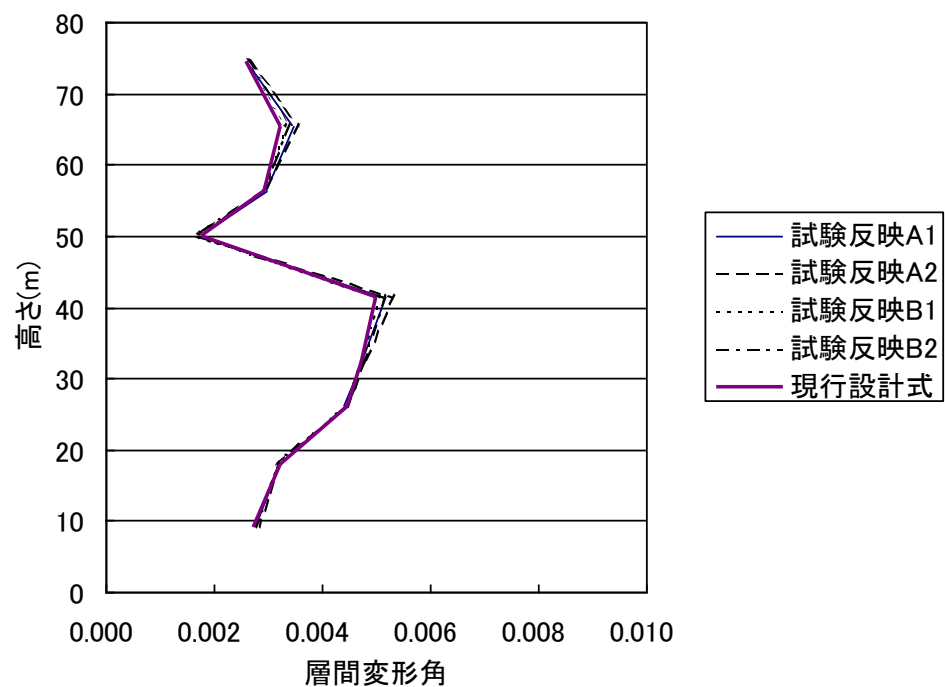


図 5. 3. 15 現行設計式モデルと試験結果反映モデルの層間変形角の比較

3. 3. 3 評 価

3.3.1及び3.3.2より現行設計式モデルによる層せん断力及び層間変形角は試験結果反映モデルによるそれらの値と比べほぼ同等となったことより、現行設計式モデルによる支持構造設計用地震荷重は適切なものとなっていることが分かった。また、現行設計式モデルで求めた層せん断力は弾性耐力以下の値となっており、部材は弾性範囲内に収まっていること、層間変形角が許容層間変形角1/100程度以内に収まっていることが確認できた。以上のことより、支持構造の耐震性には問題ないことが確認できた。

3. 4 ま と め

実機ボイラーの耐震性実証のために、振れ止め装置の制振効果、振れ止め装置の耐久性及び支持構造の耐震性について確認した。その結果、以下のことが分かった。

- (1)弾塑性設計タイプ（A1及びB1タイプ）の振れ止め装置は入力エネルギーに対して2割程度のエネルギー吸収能力があるが、弾性設計タイプ（A2及びB2タイプ）の振れ止め装置は入力エネルギーに対してほとんどエネルギーを吸収しないことが分かった。
- (2)弾性設計の振れ止め装置の累積塑性率（損傷率）は、弾塑性設計のそれと比べてやや大きめの値であった。弾性設計及び弾塑性設計の振れ止め装置とも要素試験から得られた振れ止め装置破断時の最大累積塑性率と比較すると十分に余裕があり、耐久性について問題がないことを確認した。
- (3)現行設計式モデルによる支持構造の応答（層せん断力及び層間変形角）が要素試験反映モデル（高精度モデル）の応答とほぼ一致したことより、支持構造設計用地震力の妥当性が確認できた。また、現行設計モデルで求めた層間変形角及び層せん断力は各々許容層間変形角及び弾性耐力以下の値であり、強度的に問題がないことを確認した。これらのことより、支持構造の耐震性が確認できた。

4. 振れ止め装置の設計法の改良に関する提案

支持構造の応答低減のための振れ止め装置の設計法の改良として、振れ止め装置柔剛性化、振れ止め装置剛性分布適正化、旧基準によるボイラー設計法の評価の3つを提案する。ここで、旧基準とは震度法にて規定されている設計基準のことである。上記三つの提案内容について、以下順に説明する。

4. 1 振れ止め装置の柔剛性化の提案

本節では振れ止め装置の復元力特性に伴う支持構造の応答低減効果をパラメータスタディにより検討する。解析モデルは結果の傾向が把握しやすい2質点系モデル(図5.4.1)とし、振れ止め装置モデルの復元力特性を様々に変えながら最もエネルギー吸収能力の高い、すなわち応答低減効果の高い振れ止め装置の復元力特性を調べた。また、地震波や入力レベルが応答に与える影響を調べ、提案すべき振れ止め装置特性に普遍性をもたせた。上記検討のために以下に示す項目について調べた

- ① 降伏荷重の違いが応答に与える影響
- ② 降伏変位の違いが応答に与える影響
- ③ バイリニア特性の第2剛性の違いが応答に与える影響

本節では振れ止め装置の復元力特性に伴う支持構造の応答低減効果をパラメータスタディにより検討する。解析モデルは結果の傾向が把握しやすい2質点系モデル(図5.4.1)とし、振れ止め装置モデルの復元力特性を様々に変えながら最もエネルギー吸収能力の高い、すなわち応答低減効果の高い振れ止め装置の復元力特性を調べた。また、地震波や入力レベルが応答に与える影響を調べ、提案すべき振れ止め装置特性に普遍性をもたせた。

①について、図5.4.1中の振れ止め装置復元力特性の図に示すように、降伏変位 δy が一定の場合に、降伏荷重 P_y を変化させることによって応答にどのような影響を及ぼすかを調べた。

②について、ある降伏荷重において、降伏変位を考え得る範囲内で変化させ、応答に与える影響を調べた。この検討をいくつかの降伏荷重値で実施し、降伏変位をパラメータとした応答と降伏荷重関係を把握した。図5.4.2に概念図を示す。

③について、バイリニア特性の第2剛性を弾性から完全弾塑性の範囲で変化させ、応答に与える影響を調べた。この際、①と同様に、降伏荷重を変えることで第2勾配をパラメータとした応答－降伏荷重関係を把握した。図5.4.3に概念図を示す。

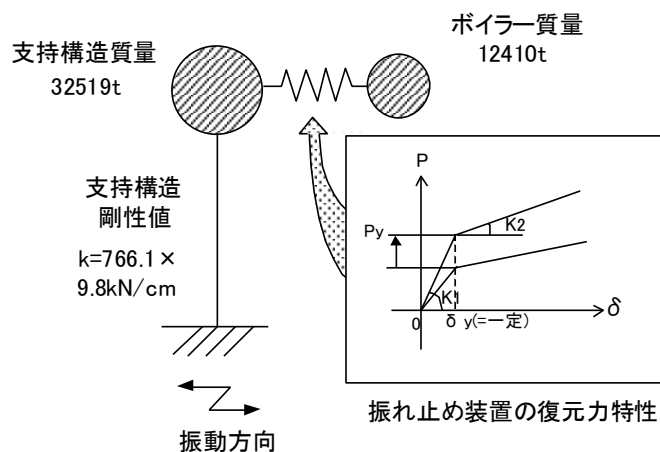


図5.4.1 検討用モデル（等価2質点系モデル）

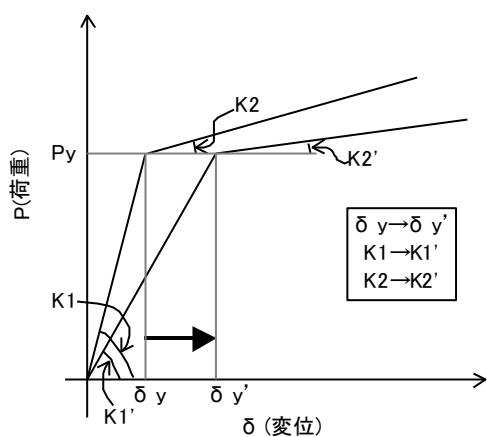


図5.4.2 降伏変位を変化

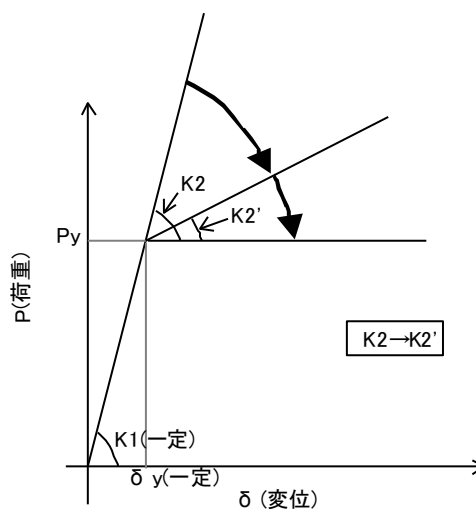


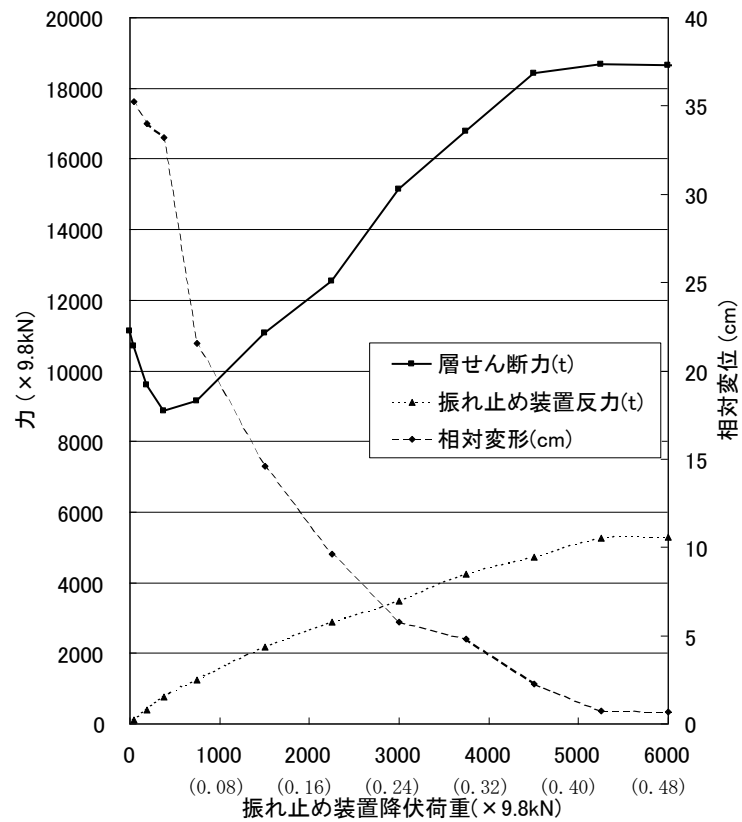
図5.4.3 第2勾配を変化

4. 1. 1 降伏荷重の違いが応答に与える影響

振れ止め装置の復元力特性と応答との関係を把握するために、まず、降伏荷重を変えて応答の差異を調べた。その結果を図5.4.4に示す。本図より、振れ止め装置降伏荷重が小さいほど支持構造の層せん断力や振れ止め装置の反力といった応答量が減少する傾向にあることが分かる。なお、層せん断力には極小値が存在するが、実機の振れ止め装置の降伏荷重はそれより大きい範囲が対象となる。また、振れ止め装置の相対変位、累積塑性率は振れ止め装置の降伏荷重が小さくなるに従って増加する傾向にあり、実際の設計ではボイラーと支持鉄骨との衝突等の問題回避のために相対変位にあるクライテリアを設け、このクライテリアを満足しかつ最も層せん断力等の応答低減量が見込まれる特性値を決める必要がある。

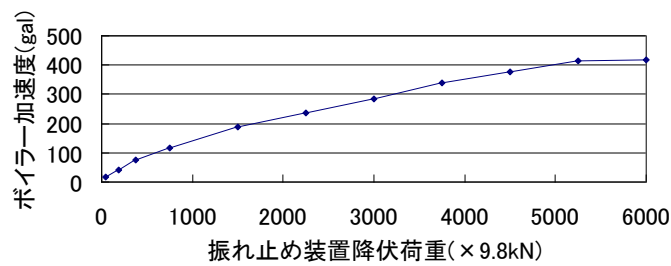
4. 1. 2 降伏変位の違いが応答に与える影響

図5.4.2に示すように、ある降伏荷重 P_y に対して降伏変位 δ_y を変えながら、支持構造の層せん断力、振れ止め装置の相対変位・反力・塑性率の最大値をTaft EW波（50cm/s）を用いて算出した。なお、降伏変位 δ_y については、現行設計式の δ_y が0.7～0.8cm、要素・全体系試験結果で1.0～1.5cm（スケール倍した値）程度あったことよりこれらをカバーしかつ余裕をみて δ_y を0.1～3.0cmという値を設定した。本検討結果を図5.4.5に示す。本図より、降伏変位の違いによる層せん断力の差異はあまり見られず、降伏変位が小さい場合（ $\delta_y=0.1\text{cm}$ ）に振れ止め装置反力及び塑性率が大きくなることが分かった。その他の降伏変位（ $\delta_y=0.5\text{cm}, 1.0\text{cm}, 2.0\text{cm}, 3.0\text{cm}$ ）においては、設計クライテリアと照らし合わせながらその良否が決定される。例えば、図5.4.5の振れ止め装置の相対変位に15cm、塑性率に20のクライテリアを設定した場合、降伏荷重1500（ $\times 9.8\text{kN}$ ）における降伏変位 $\delta_y=1.0\text{cm}$ がクライテリアを満足しつつ最も応答が小さくなるケースである。

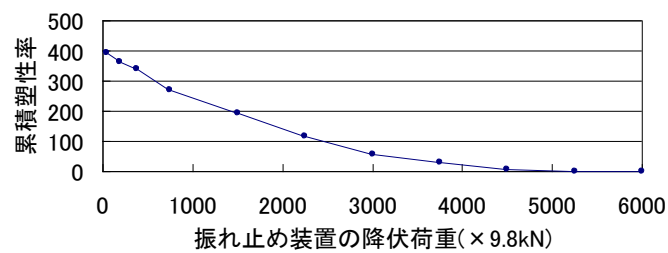


(a) 支持構造層せん断力と振れ止め装置応答

()内は震度[=ボイラー質量に対する振れ止め装置降伏荷重の比]



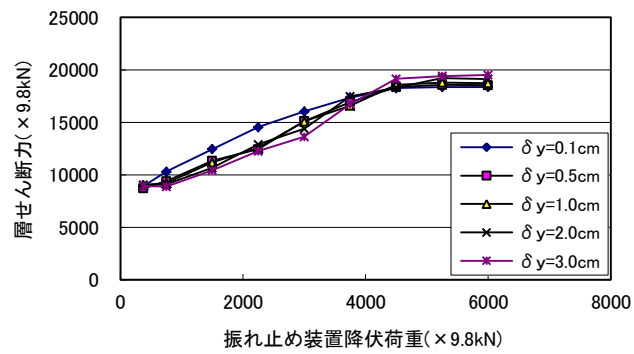
(b) ボイラー加速度



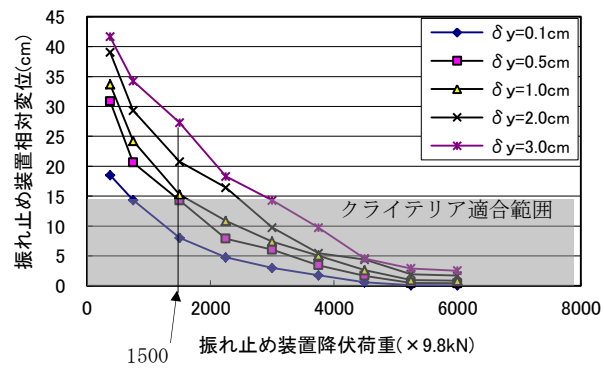
(c) 振れ止め装置累積塑性率

図5.4.4 振れ止め装置降伏荷重を変えた場合の各応答への影響

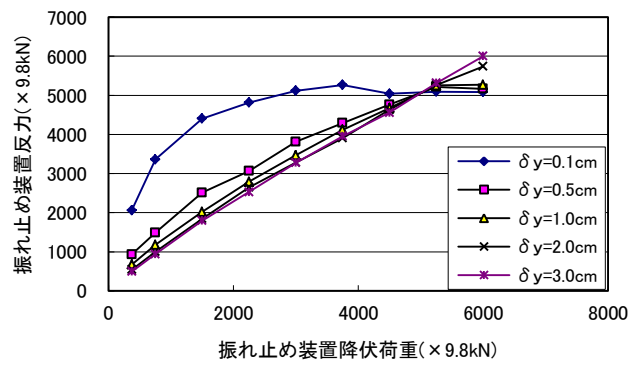
(a) 層せん断力



(b) 振れ止め装置相対変位



(c) 振れ止め装置反力



(d) 振れ止め装置塑性率

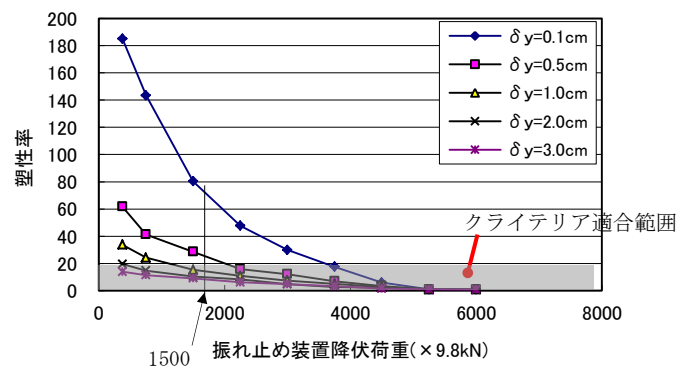


図5.4.5 降伏変位の違いが応答に与える影響(Taft EW 50kine)

4. 1. 3 第2勾配の違いが応答に与える影響

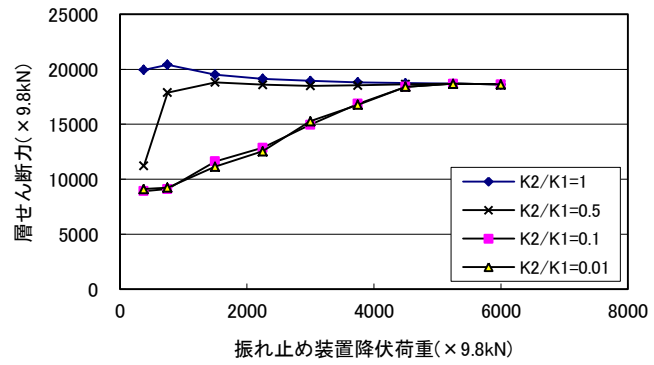
図5.4.3に示すような第2勾配の違いを、第1勾配に対する第2勾配の比($K2/K1$)で表現し、 $K2/K1$ が1(弾性特性)から完全弾塑性に近い0.01まで変化させながら最大応答を算定し、第2勾配の違いが応答に与える影響を検討した。なお、入力波としてはTaft EW波(50cm/s)を用いた。本検討結果を図5.4.6に示す。本図より、 $K2/K1$ が小さい方が層せん断力、振れ止め装置反力ともに小さくなる傾向にあることが分かった。これより、応答を小さくするためには、 $K2/K1$ を小さくする、すなわち、完全弾塑性型の復元力特性に近づける方がよいことが分かる。ただし、振れ止め装置の相対変位、塑性率は大きくなるので、相対変位のクライテリアを満足するように勾配を選ばなければならない。例えば、図5.4.6の振れ止め装置の相対変位に15cmのクライテリア、塑性率に20のクライテリアを設定した場合、降伏荷重1500($\times 9.8\text{kN}$)における $K2/K1=0.01$ がクライテリアを満足しつつ最も応答が小さくなるケースである。

4. 1. 4 地震波及び地震レベルの違いが応答に与える影響

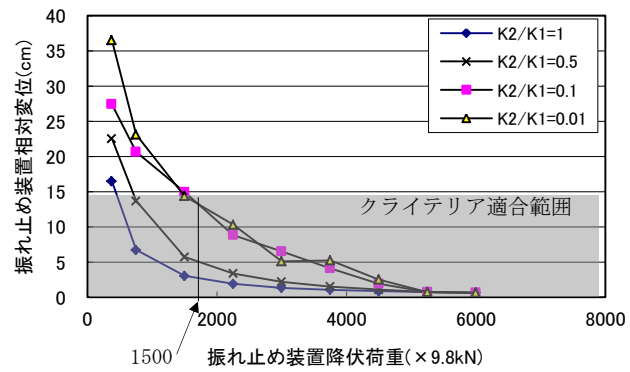
4.1.1～4.1.3では、Taft EW波の50cm/s入力時の結果について検討した。本項ではこれらの検討結果が、より普遍的な評価となるように地震波及びそのレベルを変化させた検討を実施した。Taft波、El Centro波、Hachinohe波について、各々レベル1、レベル2の入力を行い応答を算出したものを図5.4.7に示す。本図より、Taft波、El Centro波、Hachinohe波による各応答値を比較すると、絶対値こそ異なるが、降伏荷重に応じた応答値の増減は何れの波においても同様な傾向を示していることが分かる。例えば、図5.4.7(a)の層せん断力の各波比較では、振れ止め装置降伏荷重を小さくすることで層せん断力が減少するといった傾向は、どの地震波においても見られる。また、同じ地震波でレベルを変えても同じような傾向にあることが分かった。

以上、地震波及びレベルの違いによる応答の比較を行うことにより、何れの地震波、レベルにおいても降伏荷重を小さくすることにより応答低減効果が期待できることが分かった。

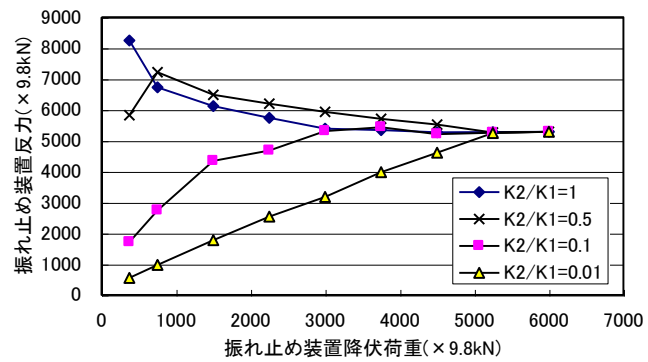
(a) 層せん断力



(b) 振れ止め装置相対変位



(c) 振れ止め装置反力



(d) 振れ止め装置塑性率

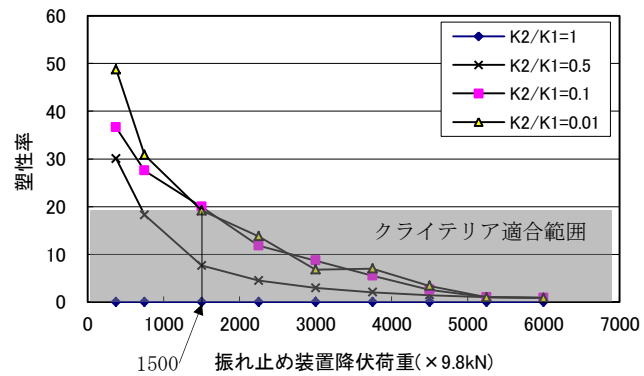
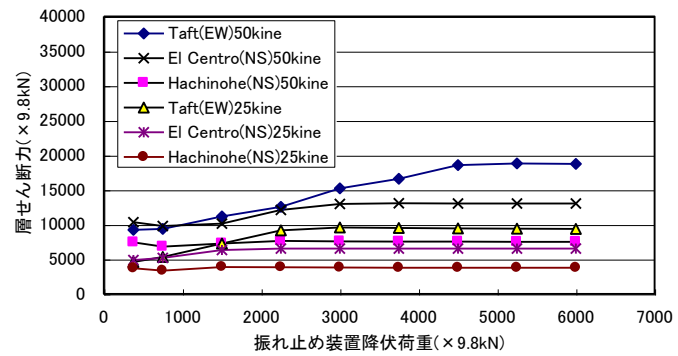
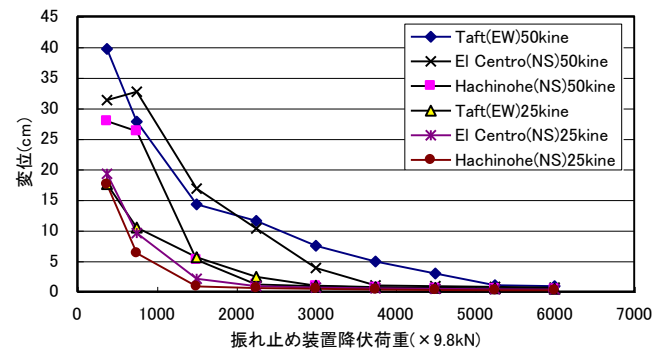


図5.4.6 第2勾配の違いが応答に与える影響(Taft EW 50kine)

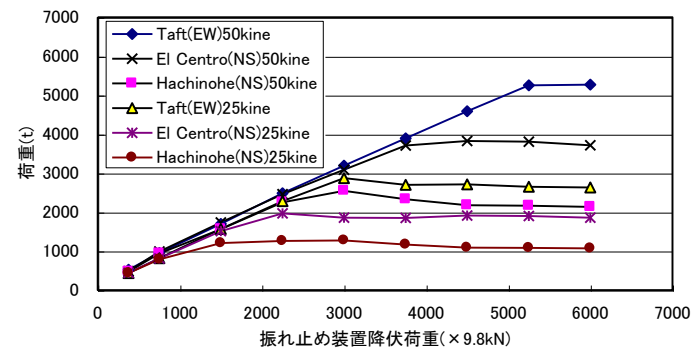
(a) 層せん断力



(b) 振れ止め装置相対変位



(c) 振れ止め装置反力



(d) 振れ止め装置塑性率

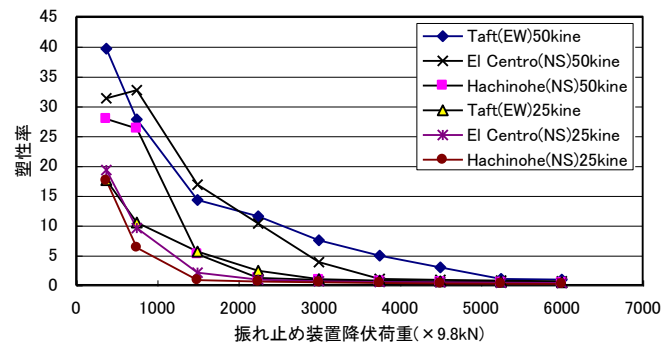


図5.4.7 地震波及びレベルの影響

4. 1. 5 振れ止め装置復元力特性の選択例

ここでは、4. 1. 1～4. 1. 3の検討を基に、適切な振れ止め装置復元力特性の選択方法について一例を示す。なお、この場合下記のようなクライテリアを設定した。

- ・振れ止め装置設計クライテリア・・・ レベル1：相対変位 5cm，塑性率5
レベル2：相対変位 15cm，塑性率20

まず、図5. 4. 5(a)より、層せん断力は降伏変位 δ_y にかかわらず、降伏荷重 P_y が小さいほど減少する。次に、図5. 4. 5(b)より、クライテリア15cmを振れ止め装置の相対変位に対して設定した場合、相対変位が15cmとなる点の降伏荷重は、 $\delta_y=0.1\text{cm}$ の場合が最も小さく、図5. 4. 5(a)より降伏荷重が小さい分、層せん断力も他の δ_y よりも小さくなっている。しかし、4. 1. 2で述べたように $\delta_y=0.1\text{cm}$ では、振れ止め装置反力及び塑性率が大きくなる傾向にあるために除外する。この次に振れ止め装置の降伏荷重が小さいのは $\delta_y=0.5$ 及び 1.0cm で、その時の降伏荷重 P_y は図5. 4. 5(b)から $1500(\times 9.8\text{kN})$ である。この降伏荷重で振れ止め装置の塑性率をみると図5. 4. 5(d)より $\delta_y=0.5\text{cm}$ はクライテリア範囲外にあることが分かり、範囲内にある $\delta_y=1.0\text{cm}$ が最も良いケースであるといえる。一方、第2勾配について図4. 1-6(b)及び(d)にクライテリアを当てはめて、 $K_2/K_1=0.01$ に着目すると降伏荷重 $P_y=1500(\times 9.8\text{kN})$ において何れのクライテリアを満足していることが分かる。

以上より、上記クライテリアを満足しかつ最も応答低減効果が高い振れ止め装置復元力特性は、降伏荷重 $P_y=1500(\times 9.8\text{kN})$ 、降伏変位 $\delta_y=1.0\text{cm}$ 、第1勾配に対する第2勾配の比 K_2/K_1 は0.01である。この時の応答低減量は、図5. 4. 7(a)の層せん断力のグラフより、弾性特性のものと比べて約40%程度低減することが分かる。

本例ではボイラー質量に対して平均的には震度0.12に相当する(振れ止め装置降伏荷重/ボイラー質量 $=1500/12410=0.12$)。このことは、例えばJEAGの震度法(震度： $0.2+\alpha$)に基づく設計は振れ止め装置に対してやや固めの設定となっており、塑性変形能力の高い振れ止め装置を採用できれば応答低減が可能であることを示唆している。ただし、実機には複数の振れ止め装置が取り付けられており、特に高さ方向の分布が問題である。これについては、次節の振れ止め装置の適正化分布の検討の中で述べる。

4. 2 振れ止め装置の剛性分布適正化の提案

図5.3.11に示す実機多質点モデルを用い、時刻歴応答解析に基づいた振れ止め装置剛性の適正化計算^{8),9)}を行い、適正化前後の支持構造応答を比較することで応答を低減させる適切な剛性分布を調べた。適正化計算における諸条件は表5.4.1のとおりである。

入力波については、適正解の地震波依存性を把握するためにTaft (EW) 波とElCentoro (NS) 波について適正化計算を行った。また、本論文では、振れ止め装置の設計クライテリアとして振れ止め装置の相対変位をレベル1で5～10cm、レベル2で15～25cmとしているが、本検討モデルではレベル2応答に比べて、レベル1応答が設計クライテリアに対してより厳しくなっている（余裕がない）ために、適正化計算はレベル1の入力に対して実施した。その際、相対変位の制約値は5cmとした。適正化の目的は支持構造の応答を低減することにあるが、振れ止め装置の制振機能は相対変位が大きいほど発揮されることより、すべての振れ止め装置が相対変位の制約値ぎりぎりまで振幅すればより多くの地震エネルギーを吸収し、支持構造の応答量が低減されと考えられる。よって、解析における相対変位の目標値を振れ止め装置相対変位の制約値に近い4.5～4.9cmにおいた。適正化計算のパラメータは、振れ止め装置の降伏荷重のみとし、振れ止め装置の復元力特性はこの降伏荷重から式(5.4.1)で計算することにした。これは適正化計算の簡略化のためと、5.4.1での検討結果より降伏荷重を変えることが最も応答低減効果が期待できると考えたことによる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_y &\equiv 0.75cm \\ K_1 &= P_y / \delta_y \\ K_2 &= 0.02446 \cdot K_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.4.1)$$

ここで、 δ_y ：降伏変位

K_1 ：バイリニア特性の第1勾配

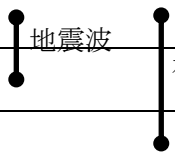
K_2 ：バイリニア特性の第2勾配

表 5. 4. 1 適正化計算の条件

入力波	Taft (EW) , El Centro(NS)
入力レベル	25cm/s (レベル 1)
制約値	レベル 1 地震時の振れ止め装置の相対変位=5cm
目標値	レベル 1 地震時の振れ止め装置の相対変位=4. 5~4. 9cm
パラメータ	振れ止め装置の降伏荷重

※表 5. 4. 2 に適正化検討を行うために実施した解析ケースを示す。

表 5. 4. 2 適正化検討で実施した解析ケース

解析ケース	地震波	振れ止め装置降伏荷重の初期値	比較項目
ケース 1	Taft (EW)	オリジナル*	
ケース 2	El Centoro (NS)	オリジナル*	
ケース 3	Taft (EW)	すべて 300×9. 8kN に統一	

*振れ止め装置降伏荷重の合計が $P_y=3900 \times 9.8\text{kN}$ である対象モデルプラントの振れ止め装置降伏荷重をオリジナルと呼ぶ。

(1)適正化計算

表5. 4. 1の適正化条件に基づき表5. 4. 2の各解析ケースについて適正化検討を行った。この際、時刻歴解析の解析条件は3. 2. 2で述べた実機シミュレーションと同じ条件とし、振れ止め装置の降伏荷重を変えながら、振れ止め装置の相対変位が収束するまで数回の繰り返し計算を行った。

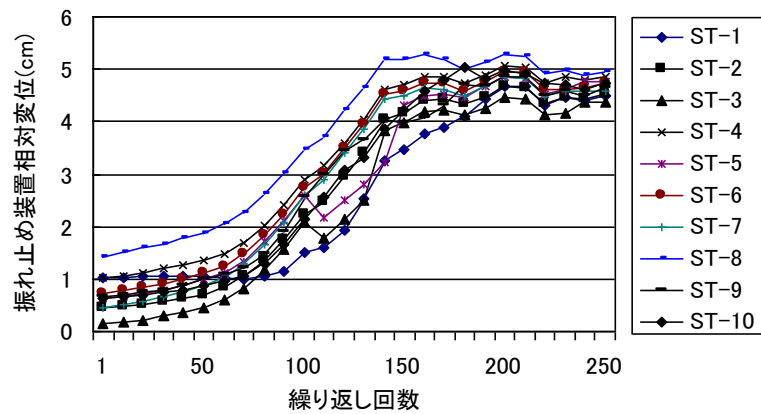
ケース1は、本検討のベースとなるケースで、Taft波入力で振れ止め装置降伏荷重の初期値がオリジナルのものである。図5. 4. 8にケース1の繰り返し計算の収束過程を示す。本図(a)より繰り返し回数が250回でほぼすべての振れ止め装置の相対変位が目標値に達したために計算を打ち切った。本図(c)に、10個の振れ止め装置のエネルギー吸収量の合計値を示すが、繰り返し回数250回におけるエネルギー吸収量合計値も収束しており、エネルギー吸収が最大化されていることが分る。

ケース2は、振れ止め装置降伏荷重の初期値がオリジナルである点はケース1と一緒にあるが、入力地震波をEl Centro波としている点が異なる。ケース1との比較を行うことにより地震波の違いが適正化解に影響を与えるかどうかを検討する。図5. 4. 9にケース2の繰り返し

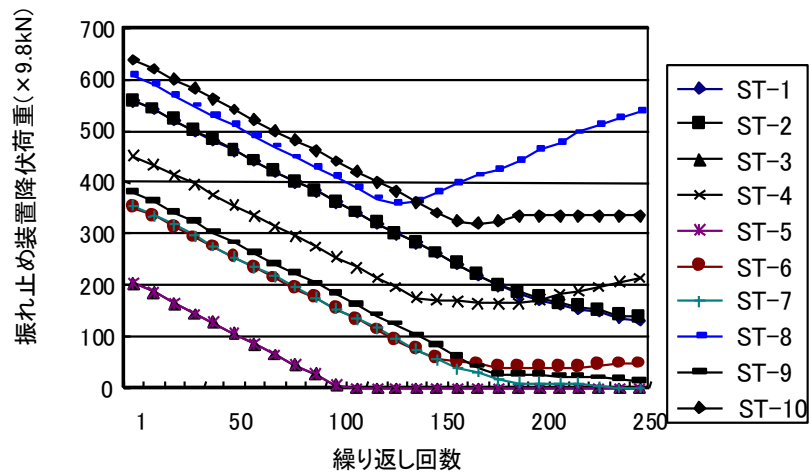
返し計算の収束過程を示す。本図(a)より繰り返し回数が200回ですべての振れ止め装置の相対変位が目標値に達したため計算を打ち切った。本図(c)に、10個の振れ止め装置のエネルギー吸収量の合計値を示すが、繰り返し回数200回におけるエネルギー吸収量合計値も収束しており、エネルギー吸収が最大化されていることが分る。

ケース3は、Taft波入力ですべての振れ止め装置降伏荷重の初期値を $300 \times 9.8 \text{ kN}$ としたモデルである。本図(a)より繰り返し回数が220回でほぼすべての振れ止め装置の相対変位が目標値に達したため計算を打ち切った。本図(c)に、10個の振れ止め装置のエネルギー吸収量の合計値を示すが、繰り返し回数220回におけるエネルギー吸収量合計値も収束しており、エネルギー吸収が最大化されていることが分る。

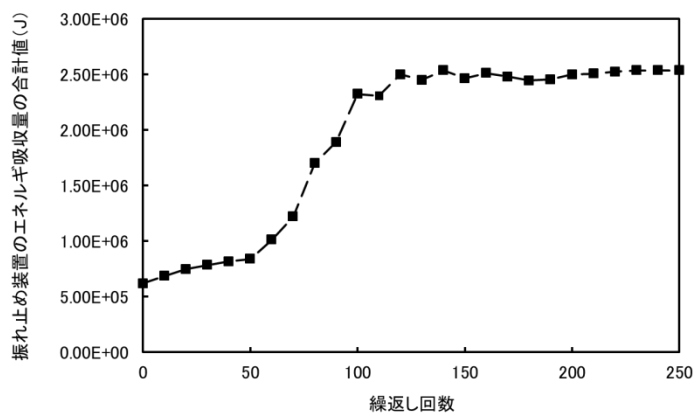
上記のケース3とケース1との比較により初期値の依存性について検討した結果は、(2)適正化結果で述べる。



(a) 振れ止め装置相対変位の収束過程

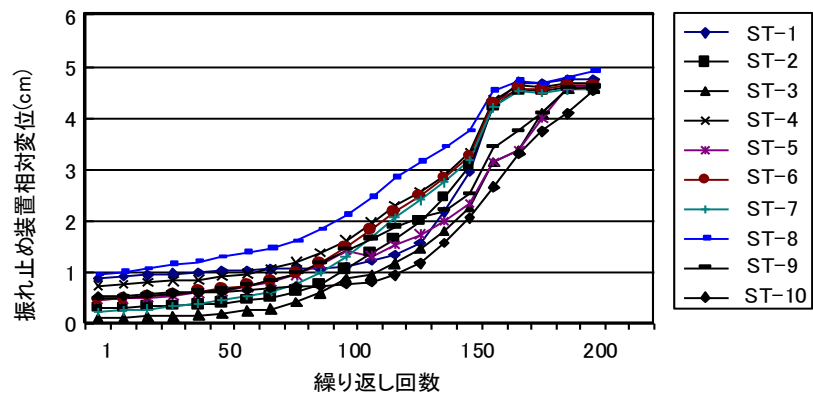


(b) 振れ止め装置降伏荷重の収束過程

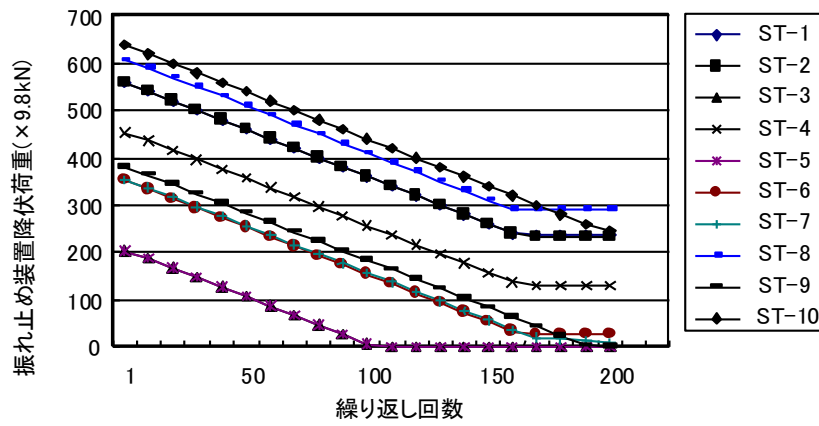


(c) 振れ止め装置のエネルギー吸収量の合計値の収束過程

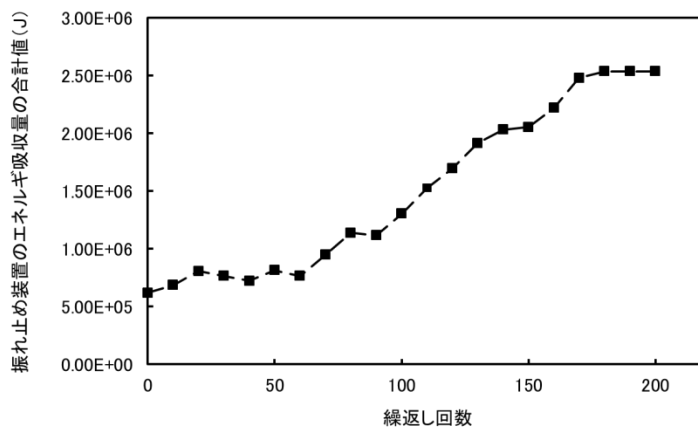
図 5.4.8 ケース 1 (Taft 波入力, 初期振れ止め装置降伏荷重がオリジナルの場合)



(a) 振れ止め装置相対変位の収束過程

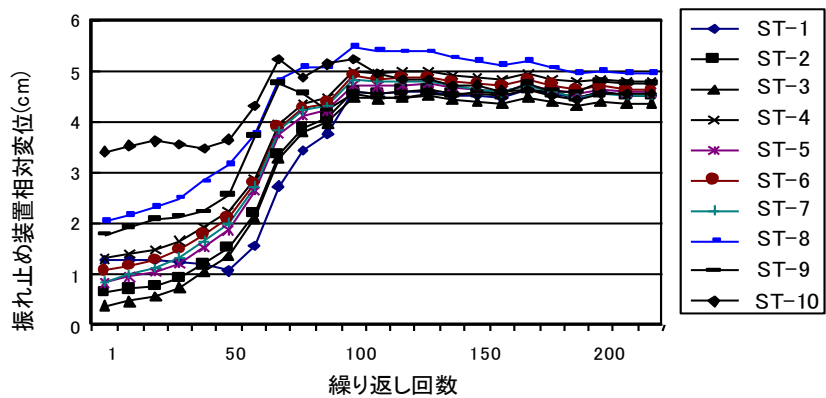


(b) 振れ止め装置降伏荷重の収束過程

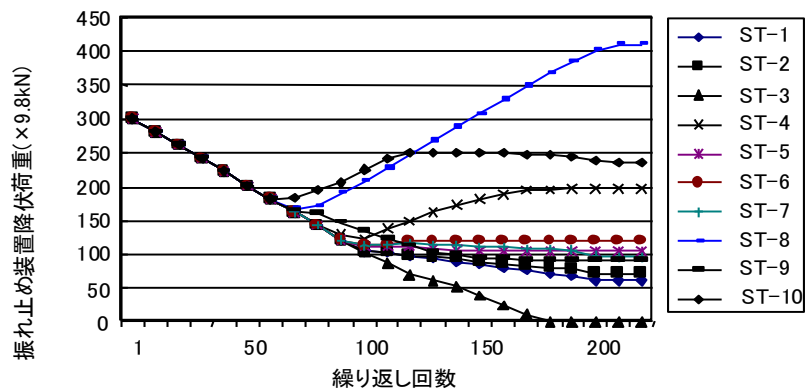


(c) 振れ止め装置のエネルギー吸収量の合計値の収束過程

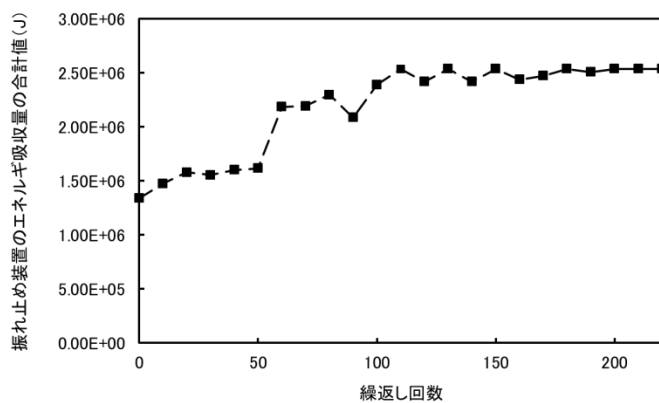
図 5.4.9 ケース 2 (El Centro 波入力, 初期振れ止め装置降伏力がオリジナルの場合)



(a) 振れ止め装置相対変位の収束過程



(b) 振れ止め装置降伏荷重の収束過程



(c) 振れ止め装置のエネルギー吸収量の合計値の収束過程

図 5.4.10 ケース 3 (Taft 波入力, 初期振れ止め装置降伏荷重が $300 \times 9.8\text{kN}$ の場合)

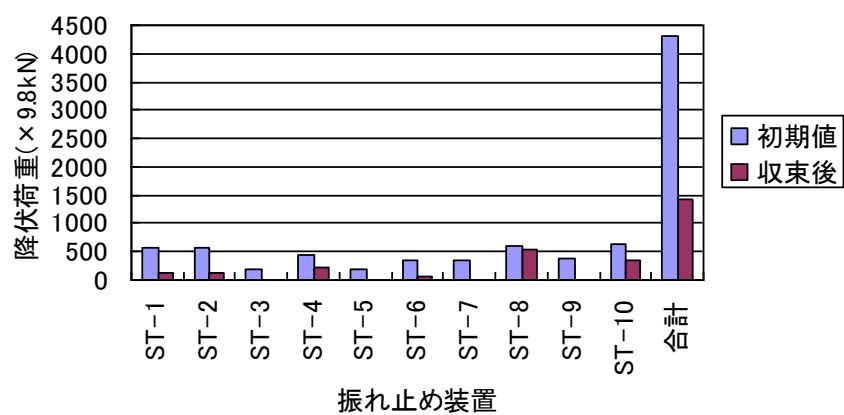
(2) 適正化結果

(A) 適正化前後の比較

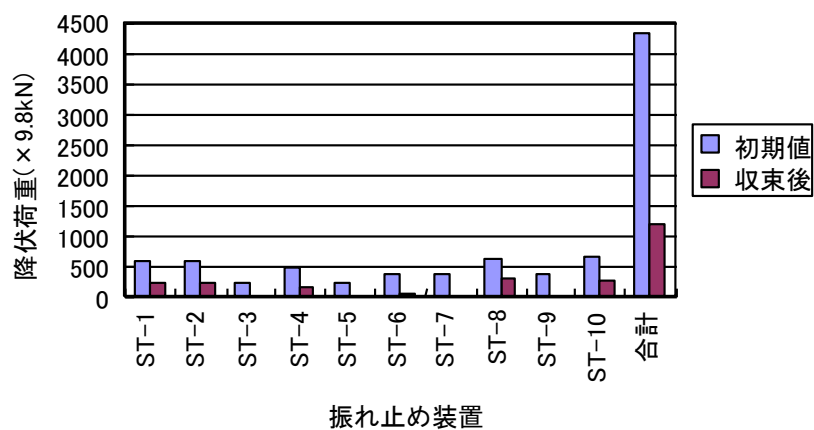
図5. 4. 11に各振れ止め装置の降伏荷重の初期値と適正化後の値を示す。また、表5. 4. 3, 表5. 4. 4に各ケースの適正化前後の降伏荷重及び振れ止め装置の相対変位を示す。図5. 4. 11及び表5. 4. 3より何れのケースにおいてもすべての振れ止め装置の降伏荷重の低減が見られた。特に、ST-3についてはすべてのケースで降伏荷重が0となり、この部位での振れ止め装置は不要であると考えられる。また、ST-5及びST-9については各ケースにおいて降伏荷重が0もしくは小さい値となっており、この部分には小容量の振れ止め装置で十分であることが分かった。図5. 4. 11及び表5. 4. 3では振れ止め装置の適正化前後の降伏荷重合計値も合わせて記載しているが、何れのケースも適正化後に30～35%程度低減していることが分かる。また、図5. 4. 12に各ケースの適正化前後の層せん断力を示す。この図より振れ止め装置剛性の適正化による応答低減効果は下層部においてレベル1で約10%程度、レベル2で30%程度であることが分かる。

(B) 適正化後の剛性分布について

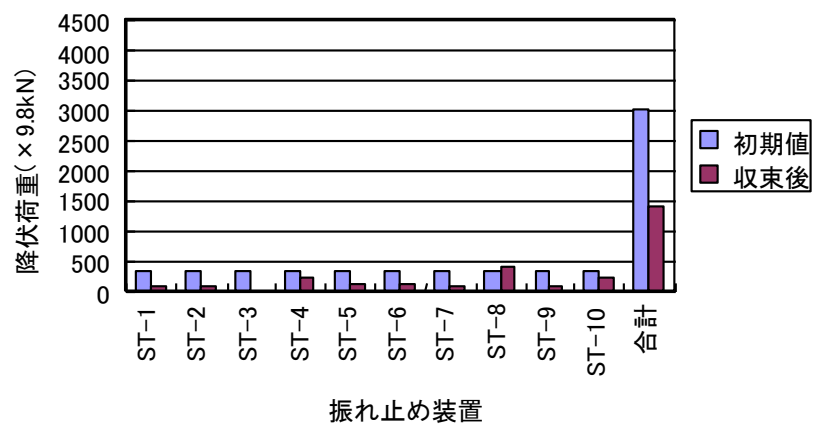
各ケースの適正化後の振れ止め装置の降伏荷重を図5. 4. 13に示す。この図より、収束後の剛性分布の傾向は概ね一致しており、地震波の依存性や初期値の依存性は小さいと考えられる。



(a) ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3

図 5. 4. 11 適正化前後の振れ止め装置降伏荷重

表 5. 4. 3 適化前後の降伏荷重の比較

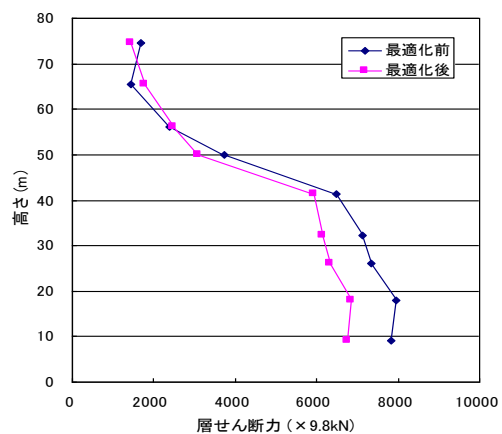
(単位 : $\times 9.8\text{kN}$)

No.	ケース1		ケース2		ケース3	
	適正化前	適正化後	適正化前	適正化後	適正化前	適正化後
ST-1	559.2	131.2	559.2	235.2	300.0	60.0
ST-2	559.1	137.1	559.1	233.1	300.0	72.0
ST-3	204.4	0.0	204.4	0.0	300.0	0.0
ST-4	453.1	213.1	453.1	129.1	300.0	196.0
ST-5	204.3	0.0	204.3	0.0	300.0	104.0
ST-6	352.6	48.6	352.6	26.6	300.0	120.0
ST-7	353.6	0.0	353.6	11.6	300.0	96.0
ST-8	607.0	537.0	607.0	289.0	300.0	412.0
ST-9	381.0	15.0	381.0	0.0	300.0	90.0
ST-10	639.2	335.2	639.2	245.2	300.0	236.0
合計	4313.5	1417.2	4313.5	1169.8	3000.0	1386.0

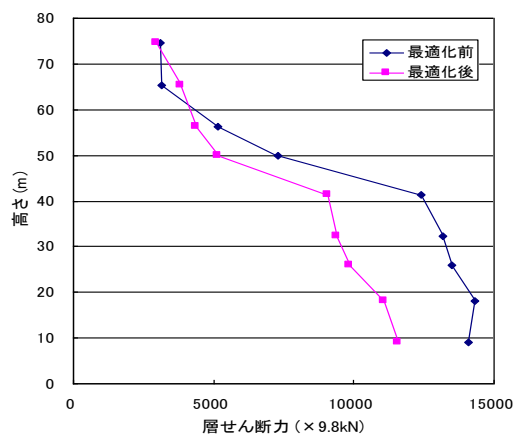
表 5. 4. 4 適正化前後の振れ止め装置相対変位の比較

(単位 : cm)

No.	ケース1		ケース2		ケース3	
	適正化前	適正化後	適正化前	適正化後	適正化前	適正化後
ST-1	1.0	4.5	0.9	4.7	1.3	4.5
ST-2	0.5	4.5	0.3	4.6	0.6	4.5
ST-3	0.1	4.4	0.1	4.6	0.4	4.4
ST-4	1.0	4.9	0.7	4.7	1.3	4.8
ST-5	0.6	4.8	0.5	4.6	0.8	4.6
ST-6	0.7	4.7	0.5	4.6	1.1	4.6
ST-7	0.5	4.6	0.2	4.6	0.9	4.5
ST-8	1.4	4.9	1.0	4.9	2.1	4.9
ST-9	0.7	4.6	0.5	4.6	1.8	4.8
ST-10	0.6	4.7	0.5	4.5	3.4	4.5

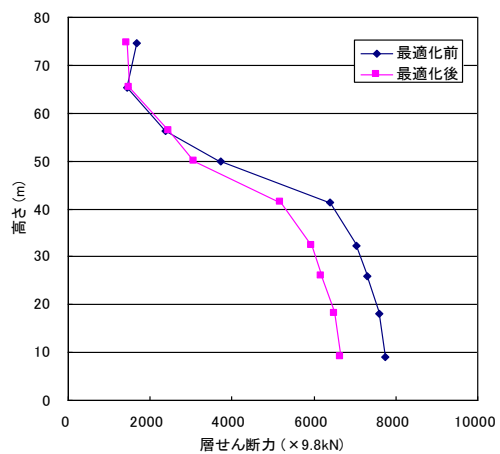


レベル 1

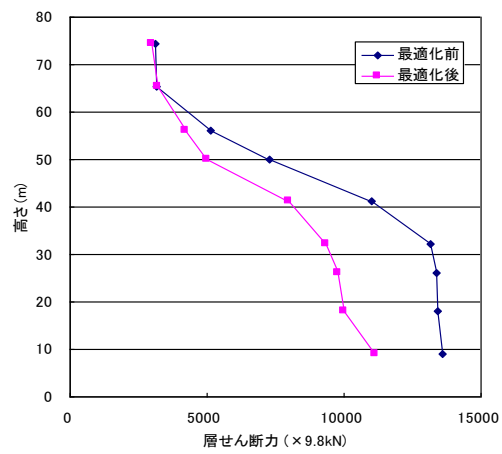


レベル 2

(a) ケース 1

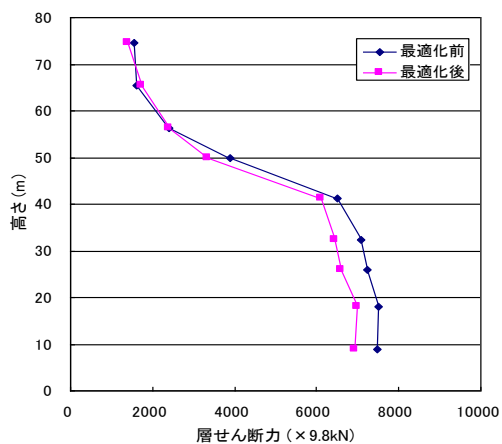


レベル 1

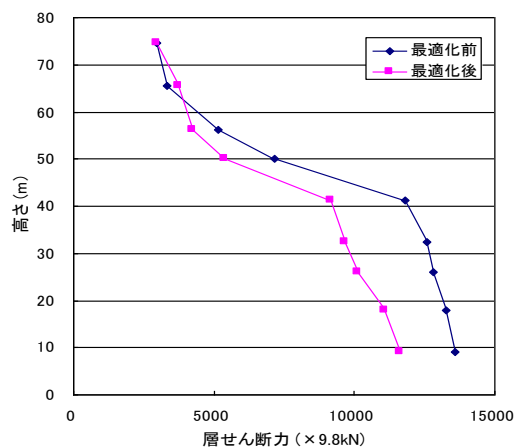


レベル 2

(b) ケース 2



レベル 1



レベル 2

(d) ケース 3

図 5.4.12 適正化前後の層せん断力の比較

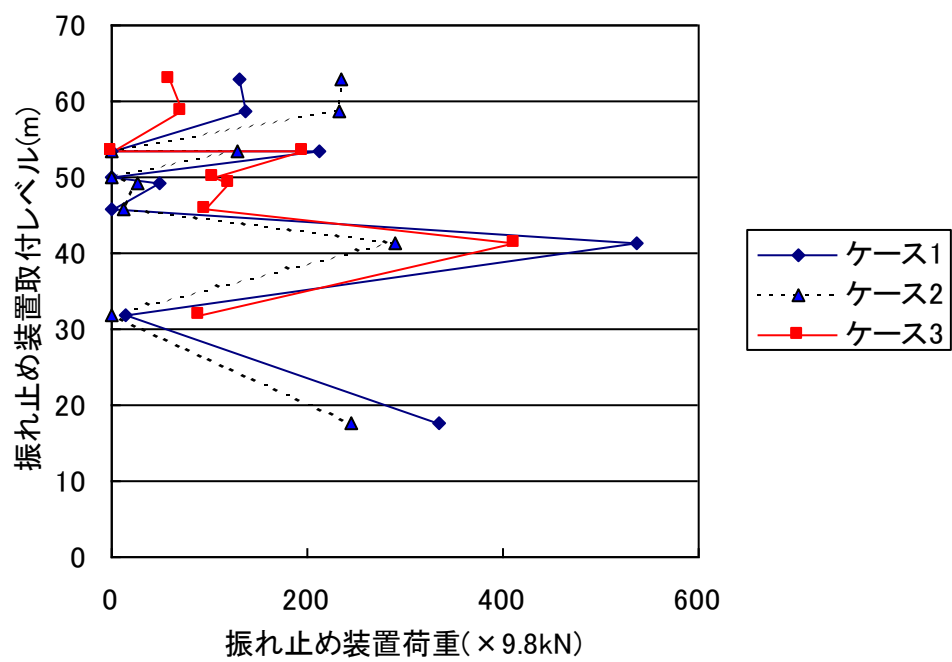


図 5.4.13 適正化後の振れ止め装置降伏荷重

4. 3 旧基準ボイラー建造物の検討

旧基準ボイラー(支持構造及び振れ止め装置が旧建築基準法などで規定されている震度法により設計されたボイラー)を含め震度法^{6), 7)}による振れ止め装置を有するボイラー建造物の耐震安全性について検討を行った結果を示す。本検討のために震度法に基づいて振れ止め装置を設計し、2種類の解析モデルを用いてシミュレーションを実施した。評価する際に、主として振れ止め装置の耐久性に着目した。下記に評価項目を示す。

- ① ボイラー規模の違いが振れ止め装置の耐久性へ与える影響
- ② 震度法により決定された振れ止め装置の剛性分布の妥当性

上記項目を評価するために、表5. 4. 5に示すような数値シミュレーションを実施した。

表 5. 4. 5 解析ケース

解析モデル	ボイラー規模		
	小	中	大
2 質点系モデル(→図 5. 4. 14) 振れ止め装置モデルは全振れ止め装置を束ねたもの。その応答はすべての振れ止め装置の平均的特徴を表す。	○	○	○
実機多質点系モデル(→図 5. 3. 11) 振れ止め装置モデルは実際に取り付けられている位置を反映	—	—	○

4. 3. 1 ボイラー規模の違いが振れ止め装置の耐久性へ与える影響

本検討では、実機ボイラーの多質点系解析モデルから図5. 4. 14に示すような2質点系モデルへと振動性状が合うように置き換えて数値シミュレーションを実施した。この際、表5. 4. 5に示す大・中・小と規模の異なる実機ボイラーを考慮するために、第2章(ボイラ建造物の地震被害実態調査)での実態調査結果より各規模別に代表的な缶を選択した。それらの缶の出力、支持構造高さ、ボイラー及び支持構造の質量及び固有周期を表5. 4. 6に示す。2質点系モデルへ置換する際に本表の固有周期に合うように支持構造の剛性を調整した。一

方，振れ止め装置については図5. 4. 15に示すような震度法に従い，振れ止め装置が負担するボイラー質量に重心位置での震度を掛け合わせることで設計荷重を設定した。本手法は等価2質点系を用いることによって重心位置での実機挙動を模擬できることに基づいており⁹⁾，重心位置での震度を掛け合わせることは高さ方向に取り付けられている各振れ止め装置を平均的に考慮したことになる。これらの各缶に対して数値シミュレーションを実施し，振れ止め装置の累積塑性率を算出した。

図5. 4. 16にボイラー構造物の高さと累積塑性率との関係を示す。本図より，ボイラー規模が小さくなる（ボイラー高さが低くなる）と累積塑性率が大きくなる傾向にある。本図には要素試験で耐久性が最も低かったB2タイプの最大累積塑性率も併せて示しており，もっとも累積塑性率が高い高さ43mのボイラーでも最大累積塑性率以内であることが分かる。

表 5. 4. 6 解析モデルの特性値

解析モデル	ボイラー規模		
	小	中	大
ボイラー出力(万 kW)	15. 6	60	70
支持構造高さ H(m)	43. 3	55. 8	74. 5
ボイラー質量 W_b (t)	2670	6743	12410
支持構造質量 W_s (t)	8375	13705	41800
固有周期 T(s)	0. 95	1. 20	1. 48

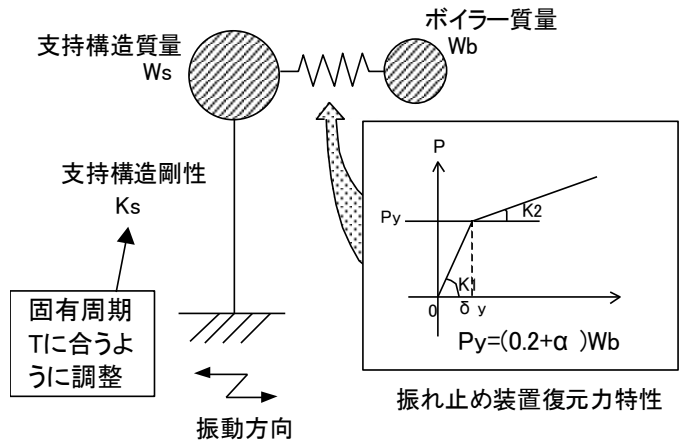


図 5. 4. 14 解析モデル

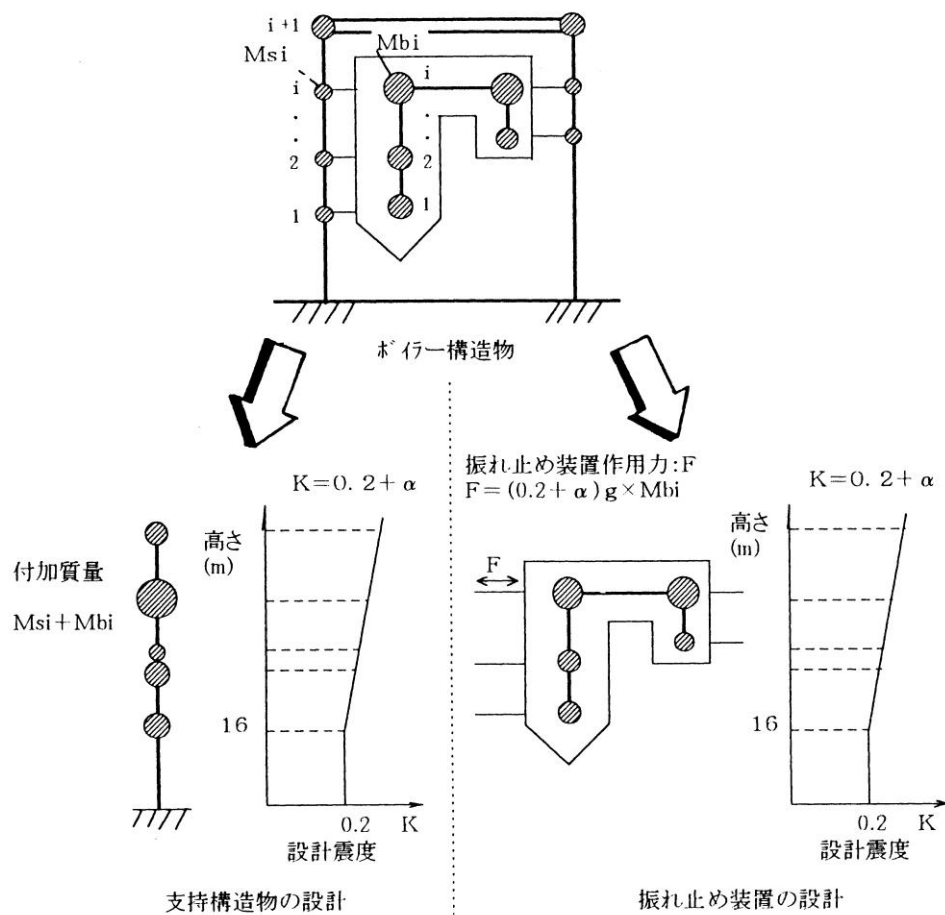


図 5.4.15 震度法

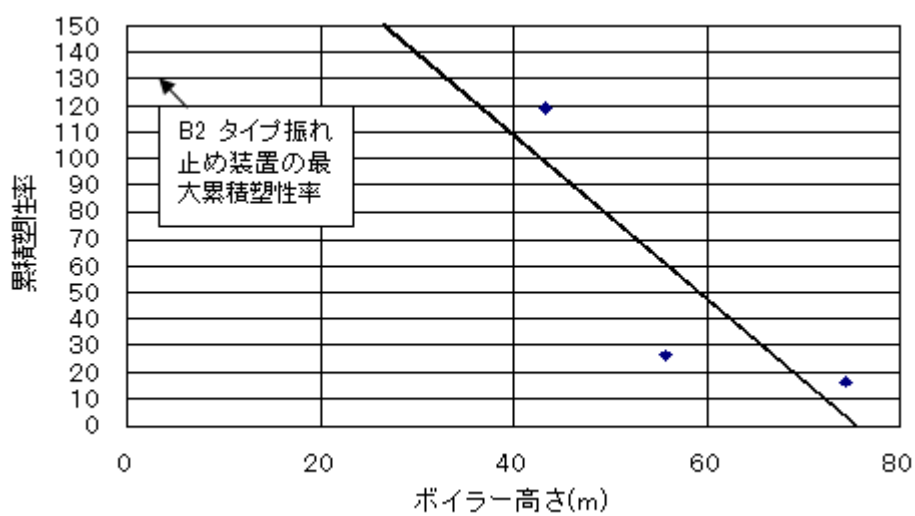


図 5.4.16 ボイラー高さと累積塑性率との関係

4. 3. 2 震度法により決定された振れ止め装置の剛性分布

震度法により決定した振れ止め装置剛性分布は下層部の変形量が大きくなるといった指摘がなされているが、実際に各振れ止め装置の累積塑性率を比較することにより震度法で設計された場合の振れ止め装置剛性分布の妥当性を検討する。解析に用いた支持構造及びボイラーモデルは図5. 3. 11に示す実機多質点系モデルと同一とした。振れ止め装置モデルは、表5. 4. 7に示すように振れ止め装置が負担しているボイラー質量に震度を掛け合わせることで算出した復元力特性を用いた。

検討結果を表5. 4. 8に示す。本表より、何れの振れ止め装置タイプでも取付けレベルが下がるほど累積塑性率が増加し、最下段（ST-10）で最も大きな値となることが分かる。これは、吊り下げ式のボイラー連成系構造物の場合、図5. 4. 18のように下層部ほど相対変位が大きくなるためと考えられる。また、試験結果（最大累積塑性率）が小さいA2タイプ及びB2タイプは各振れ止め装置の累積塑性率が相対的に大きな値となり、A1及びB1タイプと比べて裕度が小さくなるが、どちらの累積塑性率も最大累積塑性率以下であり問題はない。

表 5. 4. 7 震度法により決定された振れ止め装置の剛性分布

振れ止め装置 No.	剛 性		降伏値	取付レベル (m)	震度	負担ボイ ラー質量 (t)
	K1 ($\times 9.8\text{kN/cm}$)	K2 ($\times 9.8\text{kN/cm}$)	P_y ($\times 9.8\text{kN}$)			
ST-1	534.9	13.1	374.4	62.85	0.32	1170.0
ST-2	518.1	12.7	362.7	58.65	0.31	1170.0
ST-3	846.4	20.7	592.5	53.55	0.30	1975.0
ST-4	846.4	20.7	592.5	53.55	0.30	1975.0
ST-5	184.0	4.5	128.8	49.87	0.29	444.0
ST-6	324.9	7.9	227.4	49.10	0.29	784.0
ST-7	460.0	11.3	322.0	45.80	0.28	1150.0
ST-8	417.3	10.2	292.1	41.40	0.27	1082.0
ST-9	432.0	10.6	302.4	31.77	0.24	1260.0
ST-10	420.0	10.3	294.0	17.76	0.21	1400.0
合計	4984.0	121.9	3488.8			12410.0

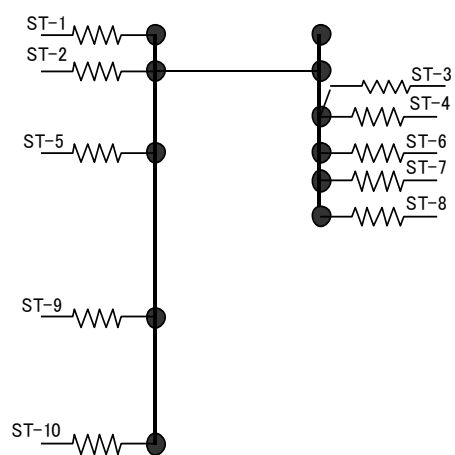


図 5. 4. 17 振れ止め装置取付け状況

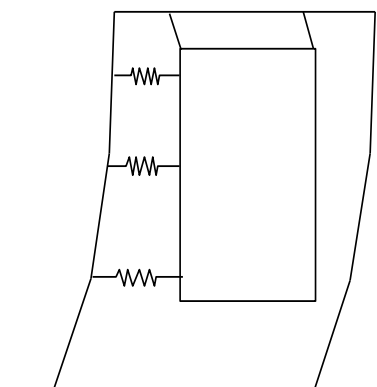
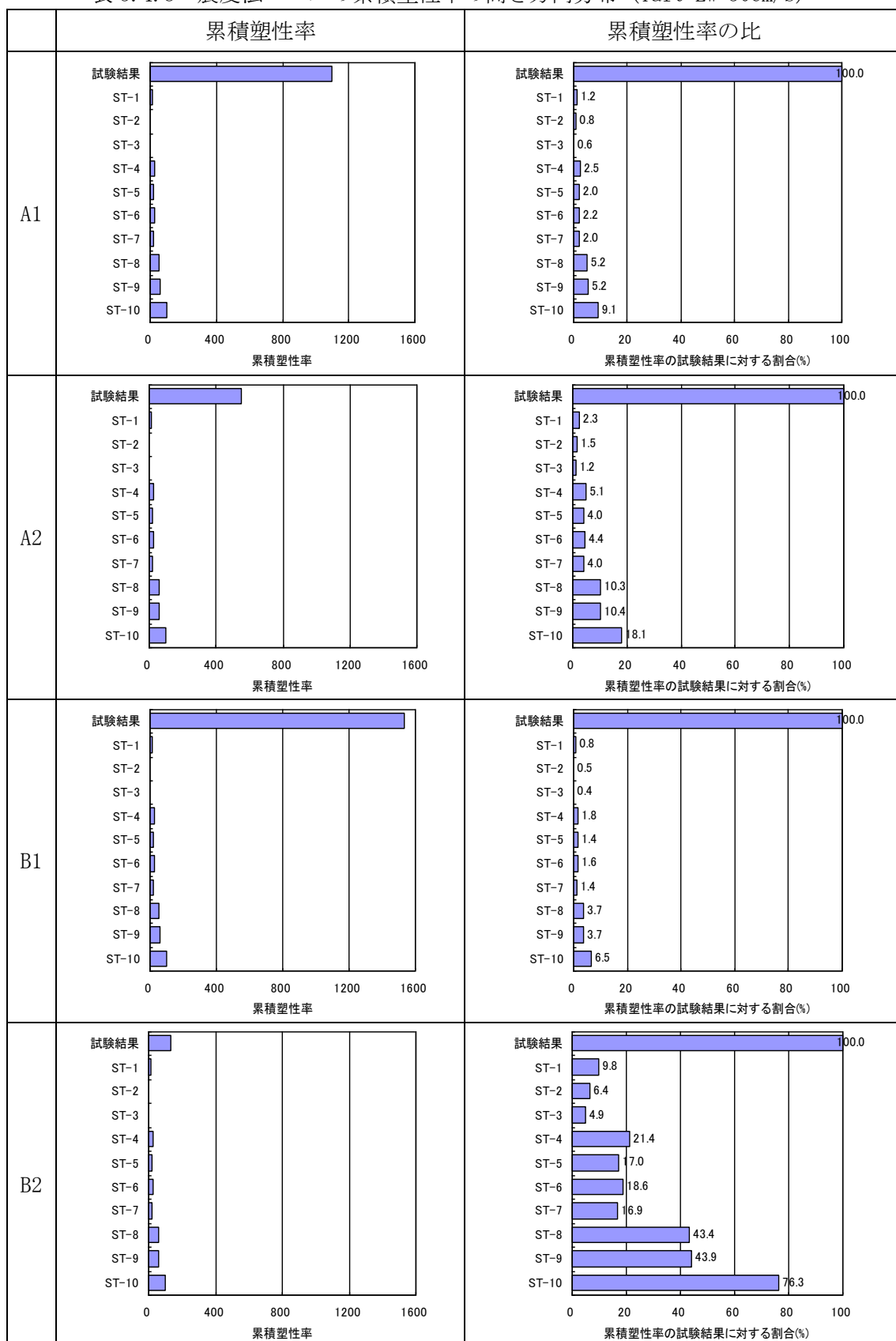


図 5. 4. 18 地震時変形状態概念図

表 5.4.8 震度法ベースの累積塑性率の高さ方向分布 (Taft EW 50cm/s)



4. 4 まとめ

ボイラー構造物の制振に関わる振れ止め装置設計手法の改良に関して、支持構造の応答低減のための振れ止め装置柔剛性化、振れ止め装置剛性分布の適正化及び旧基準ボイラーの検討を行った。その結果、以下のことが分かった。

- (1) 振れ止め装置柔剛性化については、振れ止め装置の復元力特性についてのパラメータスタディから、塑性変形能力の高い振れ止め装置を用いて、設計クライテリアが許す限り降伏荷重を小さくすることが支持構造の応答低減に有効であることが分かった。
- (2) 振れ止め装置の剛性分布適正化については、実機ボイラーにおける全ての振れ止め装置の相対変位がクライテリア近くになるように振れ止め装置降伏荷重を調整する適正化手法を用いれば、適正化前に比べ応答低減効果があることを確認した。
- (3) 震度法により設計された振れ止め装置について、ボイラー規模が小さくなるほど振れ止め装置の損傷率が増加する傾向にあることが分かった。また、振れ止め装置の損傷率を取付レベル毎に調べたところ、下層部ほど損傷率が大きくなる傾向にあることが分かった。よって、震度法で設計されたボイラーの振れ止め装置は小規模なほど、また取付レベルが下層にあるほど塑性変形能力を高めることが重要であり、このことは振れ止め装置の破断防止と地震応答低減に寄与すると考えられる。

5. 結言

第4章で述べたボイラー構造物耐震実証試験の結果を用いて、振れ止め装置で支持構造とボイラーを連結した連成構造物モデルの解析モデルの妥当性を確認するとともに、振れ止め装置の要素試験結果を用いて新たな解析モデルを提案した。また、この解析モデルを用いたシミュレーションを実施し、実機ボイラ構造物の耐震性を評価するとともに、振れ止め装置の設計法の改良に関する提案を行った。以下、この結果について説明する。

(1)シミュレーション

- ・ 現行のボイラー設計では支持構造とボイラーを振れ止め装置にて接続する連成系構造モデルを用いている。本モデルによる応答結果を全体系試験結果と比較した結果、両者はほぼ一致することが分かったので、連成系構造モデルによる解析手法の妥当性が確認できた。
- ・ 振れ止め装置の現行解析モデルでの解析結果は要素試験を反映した解析モデルによる解析結果とほぼ同等となり、また、全体系試験結果を十分に再現できたことから、振れ止め装置の現行解析モデルの妥当性が確認できた。
- ・ 要素試験結果を反映した振れ止め装置の解析モデルのパラメータスタディから、地震応答での塑性率が比較的大きくなる弾塑性設計の振れ止め装置において、振れ止め装置の応答をよく再現でき、吸収エネルギー量が全体系試験とほぼ同等となる解析モデルを試験結果反映モデルとして採用した。

(2)実機ボイラーの耐震性評価

- ・ 実機取り付けの振れ止め装置の制振効果を把握するために、2質点系モデルのエネルギー算出方法を全体系試験及び事後解析に適用し、エネルギー吸収量を把握した。これによれば、弾塑性設計タイプの振れ止め装置は入力エネルギーに対して20%程度のエネルギー吸収能力があるが、弾性設計タイプの振れ止め装置は入力エネルギーに対してほとんどエネルギーを吸収しないことが分かった。
- ・ 実機シミュレーション解析で求めた累積塑性率は要素試験結果で求めた最大累積塑性率より小さくなり、実機取り付け振れ止め装置の耐久性については問題がないことを確認した。
- ・ 振れ止め装置の現行設計式モデルと試験結果反映モデルによる支持構造の応答を比較し、

両者がほぼ一致することにより、支持構造設計用地震力の妥当性を確認した。あわせて、許容層間変形角及び層せん断力が各々許容層間変形角及び弾性耐力以下になっていることを確認することで支持構造の耐震性を実証した。

(3)振れ止め装置設計法の改良に関する提案

- ・振れ止め装置柔剛性化については、振れ止め装置の復元力特性についてのパラメータスタディから、塑性変形能力の高い振れ止め装置を用いて、設計クライテリアが許す限り降伏荷重を小さくすることが支持構造の応答を低減させるのに有効であることが分かった。
- ・実機ボイラーにおいて、すべての振れ止め装置の相対変位がクライテリア近くになるように振れ止め装置降伏荷重を調整する適正化手法を検討した結果、適正化前に比べ応答低減効果があることを確認した。
- ・震度法により設計された振れ止め装置について、ボイラー規模が小さくなるほど振れ止め装置の損傷率が増加する傾向にあることが分かった。また、振れ止め装置の損傷率を取付レベル毎に調べたところ、下層部ほど損傷率が大きくなる傾向にあることが分かった。よって、震度法で設計されたボイラーの振れ止め装置は小規模なほど、また取付レベルが下層にあるほど塑性変形能力を高めることが重要であり、このことは振れ止め装置の破断防止と地震応答低減に寄与すると考えられる。

6. 参考文献

- 1) 平成11年度 電力施設地震対策調査に関する調査報告書(発電設備耐震信頼性実証試験, ボイラー及び付属設備の耐震実証試験に関するもの, 2000. 3
- 2) 相田, 応和, 丸山, 西田, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: 実機ボイラ構造物連結部の弾塑性挙動による制振効果の実証実験, 日本機械学会論文集(C編), 68巻676号, pp. 67-73, 2002. 12
- 3) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: ボイラ構造物弾塑性連結部の振動エネルギー吸収性能, 日本機械学会論文集(C編), 70巻690号, pp. 47-52, 2004. 2
- 4) 相田, 応和, 丸山, 河村, 鈴木, 藤田, 千葉: 弾塑性連結部の剛性分布を最適化したボイラ構造物の制振効果に関する実証試験, 日本機械学会論文集(C編), 70巻698号, pp. 27-31. 2004. 10
- 5) K. Aida, Y. Owa, K. Suzuki and S. Fujita ; Evaluation of Aseismic Reliability of Actual Boiler Structures and a Study on Design of Seismic Ties Based on Proof Tests Using a Large Scaled Shaking Table, Transactions of the ASME Journal of Pressure Vessels Technology, Vol. 126, No. 1, pp. 46-52, 2004. 2
- 6) 建設省: 建築基準法施行令, 1980.
- 7) 電気技術基準調査委員会, 火力発電所の耐震設計指針-JEAG3605-1991, 電気技術指針 火力編, 1992, pp. 370-372
- 8) E. nishida, K. Suzuki, T. Yasuda, Y. Ohwa : OPTIMUM DESIGN OF CONNECTING ELEMENTS IN COMPLEX STRUCTURES AND ITS APPLICATION TO ASEINSMIC DESIGN OF BOILER PLANT STRUCTURES, ASME-PVP, Vol. 237-1, pp. 109~114, 1992.
- 9) 西田 英一, 鈴木浩平, 安田 隆: 複合構造物連結部材の最適設計とボイラ耐震設計への適用(粘弾性受動型制振法による最適化), 日本機械学会論文集(C編), 59巻588号, 論文No. 92-0575, pp. 347~352, 1993. 2.

第6章 結論

1. 緒言

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)を契機に、ボイラ構造物を対象とし、現行の耐震基準の妥当性とその内容に即した耐震性確保のための改善策の確立を目指し、実機を模擬した大型振動実証試験及び耐震解析シミュレーションを実施して対応策を提案した。具体的には、ボイラ構造物の地震被害を調査した結果から、ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラントを選定して試験体を設計し、耐震実証試験を実施した。実証試験結果を用いた解析シミュレーションにより実機ボイラ構造物の耐震性を評価し、その結果から、耐震性確保のための改善策を提案した。得られた結果について以下に説明する。

2. ボイラ構造物の地震被害調査の結果

国内事業用ボイラ116缶について実態調査を行った結果、以下のことが分かった。

- ・ 旧基準から新基準への移行期間は1984～1989年で、1981年の新耐震施行から3～8年の遅れがある。
- ・ 被害を受けた缶の被害対象部位別統計を取ると、振れ止め装置が最も被害が多くなっている。
- ・ 調査対象となった缶の内、建築物高層評定を受けているものは7缶あり、すべて運転開始が1990年以降となっている。
- ・ ボイラメーカーの振れ止め装置は、3社で11種類ある。このうち、弾塑性変形を考慮してエネルギー吸収タイプとしたものが6種ある。また、各社の振れ止め装置の設計クライテリアは塑性率(8～20程度)もしくは累積塑性変形量で規定している。

3. ボイラ構造物の耐震実証試験のための対象モデルプラント選定と試験体設計の結果

振れ止め装置で結合されたボイラと支持構造の連成を考慮した形態で慣性力を用いた試験が望ましいという観点から、ボイラ、支持構造及び振れ止め装置をそれぞれモデル化した試験体模型を使って、防災科学研究所の4900kN(500tf)大型振動台で振動試験を実施することとした。

(1) ボイラ構造物のモデルプラント及び振れ止め装置タイプの選定

- ・ ボイラ構造物の特色である振れ止め装置で結合されたボイラと支持構造物の連成を考慮し、動解析により設計された700MW級大型事業用ボイラをモデルプラントに選定した。
- ・ 振れ止め装置の代表的タイプであるリンク式と挟み込み式の2タイプを選定した。それぞれのタイプの中から、レベル1で弾性設計されている比較的剛なものと、レベル1で若干の塑性化を許している柔なものを選び、合計2タイプ4種類に絞り込んだ。

(2) 試験体設計

- ・ 振れ止め装置を中心とした本実証試験の目的を達成するためには、支持構造とボイラの

連成挙動を再現できるとともに、制振装置としての振れ止め装置の挙動も再現することが必要である。特に、振れ止め装置が塑性域に入るためスケール比を可能な限り大きくすることが重要なので、試験体のスケール比を1/3とした。

- ・振れ止め装置の挙動を再現するため実機ボイラの重心位置の振動挙動を模擬可能な等価2質点モデル化法(等価線形化法に基づいて実機多質点モデルから2質点に置換するモデル化法))を用い、下記①～③の手順で試験体を設計した。

- ①等価2質点モデル化法により、実機多質点モデルを実機2質点モデルへ変換
- ②実機2質点モデルを振動台で加振可能なように分割したスライスモデルを作成
- ③②で得たスライスモデルに相似則1/3を適当し、試験体を設計

(3)耐震実証試験内容の決定

振れ止め装置の弾塑性特性を評価するための要素試験、及び振れ止め装置でボイラと支持構造を連結した全体系振動試験の内容を以下のように決定した。

①要素試験

引張と圧縮が可能な980kN～2940kN(100～300tf)クラスを用いて静的繰り返し試験を実施する。試験体は、全体系振動試験に用いる振れ止め装置2タイプ4種類とし、各2体の試験を行うこととした。

②全体系試験

振れ止め装置でボイラと支持構造を連結した全体系試験体模型を作成し、防災科学研究所の大型振動台を用いた加振試験を行うこととした。加振レベルはレベル1とレベル2とした。

4. ボイラ建造物の耐震実証試験の結果

(1)要素試験

全体系試験で用いる振れ止め装置(リンク式と挟み込み式の2タイプ、4種類)に、正弦波状の繰り返し変位を負荷する要素試験を実施した結果、以下のことが分かった。

- ・振れ止め装置の力学的特性として、ガタを含む荷重－変位特性を明らかにした。
- ・振れ止め装置の損傷に至るまでの累積塑性変形量や吸収エネルギー量を明らかにした。

(2)全体系試験

全体系試験により、下記のことが分かった。

- ・要素試験と全体系試験の荷重－変位関係を比較し、降伏変位、第1勾配について、両者は良く一致していることを確認した。
- ・振れ止め装置を重心位置に取り付けた全体系試験において、レベル2加振時に振れ止め装置が破断せず機能することを確認した。
- ・振れ止め装置を重心位置に取り付け、その剛性をパラメータとして全体系試験を行った結果、振れ止め装置が剛な場合も柔な場合も弾性の場合と比べ支持構造の応答は低減され、支持構造が地震時に損傷(塑性変形)しないことを確認した。
- ・振れ止め装置が剛の場合に比べて、柔の場合の方が支持構造やボイラ本体の応答が小さいことから、制振装置としての振れ止め装置の有効性を実験的に把握した。

- ・ 3段配置の振れ止め装置の剛性分布を適正化した場合としない場合で全体系試験を実施し、剛性を適正化した方が支持構造の応答量を低減する効果があることを確認した。

5. シミュレーションに基づく実機ボイラ構造物の耐震性評価の結果

(1)シミュレーション

全体系試験を対象に、支持構造－ボイラの連成構造物モデルと振れ止め装置の現行設計でモデルの妥当性の確認及び現行モデルを基にした新しい解析モデルの提案を目的として実施した。その結果、以下のことが分かった。

- ・ 現行のボイラ設計では、支持構造とボイラを振れ止め装置で結合した連成系構造物モデルを用いている。ここでは、全体系試験モデルを連成系構造物モデルに数値化し、これによる解析結果を全体系試験結果と比較した結果、両者はほぼ一致することが明らかとなった。これにより、連成系構造モデルの妥当性を確認した。
- ・ 振れ止め装置の現行解析モデルとして、現行の解析モデルを用いた計算結果は要素試験を反映した解析モデルによる結果とほぼ同等となり、また、全体系試験の結果を十分に再現できた。したがって、現行の振れ止め装置の解析モデルの妥当性を確認できた。
- ・ 振れ止め装置の解析モデルを高精度化するため、要素試験の結果を基に、ガタや復元力特性及び硬化則が解析結果に及ぼす影響を調べた。それを基に、弾塑性設計した振れ止め装置の解析モデルとして、レベル2で想定される最大塑性率の傾きを2次勾配に持つバイリニア型で、硬化則を移動硬化とした新しい解析モデルを作成した。そのモデルを使った解析では、応答を良く再現でき、吸収エネルギー量が全体系試験とほぼ同等となることが分かった。そこで、このモデルを試験結果反映モデルとして採用し、実機ボイラの耐震性評価に用いた。

(2)実機ボイラの耐震評価

実機ボイラのシミュレーション解析を実施し、実機スケールでの振れ止め装置の耐久性、裕度及び支持構造の耐震性について検討した。また、全体系試験を対象として、振れ止め装置の剛性が制振機能に及ぼす影響をエネルギーの収支を基に調査した。その結果、以下のことが分かった。

- ・ 振れ止め装置の制振効果を調べるために、全体系試験を対象として、2質点系モデルのエネルギー算出方法により振れ止め装置のエネルギー吸収量を計算した。これより、弾塑性設計した振れ止め装置は、入力エネルギーに対して20%程度のエネルギー吸収能力があるが、弾性設計した振れ止め装置ではエネルギー吸収がほとんど期待できないことが分かった。
- ・ 実機のシミュレーション解析で求めた振れ止め装置の累積塑性率は、要素試験から求めた最大累積塑性率より小さくなり、実機取り付け振れ止め装置の耐久性は、十分余裕があることが分かった。また、裕度を評価するため、1回の地震で消費する累積塑性率と破断に至るまで最大累積塑性率との比を求めた。その結果、弾塑性設計した振れ止め装置ではその比が5%以下、弾性設計のものでも10～30%であった。したがって、本実証試験で使用した入力地震波に対して振れ止め装置は十分な裕度を持っていることが分かった。
- ・ 振れ止め装置の現行設計モデルと試験結果反映モデルの両者を用いて支持構造の応答を比較し、両者がほぼ一致することを確認した。さらに、支持構造の応答層間変形角は、許容層間変形角以下であり、また、応答層せん断力も弾性耐力以下であることを確認し

た。これらのことより、本実証試験で使用した入力地震波に対して支持構造は強度的に問題ないことが分かり、耐震信頼性が実証された。

6. 実証試験に基づく提案

入力地震波として、Taft, El-Centro, Hachinohe(50cm/s)を用いて実機規模のボイラ構造物のシミュレーション解析を行った。それを基に、ボイラ構造物の応答の低減と耐震性向上に役立てるために、振れ止め装置の柔剛性化が支持構造の応答に与える影響及び最適化手法に基づく振れ止め装置の剛性の適正配置について検討した。また、震度法に基づき振れ止め装置を静的に設計したボイラ構造物の耐震性について検討した。その結果、以下のことが分かった。

- (1) 振れ止め装置の柔剛性化の検討では、振れ止め装置の復元力特性のパラメータである降伏荷重、降伏変位、第2勾配が支持構造の応答に及ぼす影響を調査した。その結果、試験で使用した入力地震動条件に対しては、相対変位が許す限り塑性変形能力の高い振れ止め装置を用いることが支持構造の応答を低減させるのに有効であることが分かった。
- (2) 振れ止め装置の剛性の適正配置内の妥当性を検討するため、振れ止め装置を上, 中, 下段に取付けた全体系3段試験を行った。試験では、振れ止め装置の剛性をボイラの質量分布に比例させた場合と最適化手法に基づき適正化した場合の試験を行い、3段分合計のエネルギー吸収比を比較した。その結果、エネルギー吸収量は適正化の方が大きくなっており、ボイラ構造物の応答を低減させるのに有効であることが分かった。また、解析により最適化手法が実機ボイラ構造物の応答低減に有効であることを確認した。したがって、最適化手法により振れ止め装置の剛性を適正化することは、ボイラ構造物の制振に有効である。
- (3) 旧建築基準法(昭和25年施行)等に基づく震度法で設計された振れ止め装置について、ボイラ規模と振れ止め装置の累積塑性率(損傷率)との関係及び振れ止め装置の損傷率と高さの関係を調べた。その結果、ボイラ規模が小さいものほど振れ止め装置の損傷率が増加する傾向にあること、また、下層部にあるものほど損傷率が大きくなる傾向にあることが分かった。したがって、震度法で設計されたボイラの振れ止め装置は、小規模なボイラほど、また、取付位置が下層にあるほど塑性変形能力を高めることが重要である。

7. 結言

本章では、全6章から構成される本論文の総括的な結論を行った。実証試験結果、解析シミュレーション結果、及びこれらに基づく提案を実施し、本論文の結びとした。

第7章 謝 辞

本論文は、兵庫県南部地震を契機に発足された通商産業省(現：経済産業省)の「発電設備耐震信頼性実証試験プロジェクト」を、(財)発電設備技術検査協会からの依頼で、著者所属のバブコック日立(株)が実施した成果を纏めたものである。

本プロジェクトにおいて、ボイラー耐震実証試験分科会の副主査を務められた

東京電機大学工学部 工学部長 藤田 聡 教授
の研究指導のもと、同プロジェクトを担当した著者が学位論文として纏めることができ、
藤田教授には深甚なる感謝の意を表します。

本プロジェクトの計画、実施および評価にわたり、ご指導いただいた

発電設備耐震信頼性実証委員会	委員長	柴田 碧	東京大学名誉教授
発電設備耐震信頼性実証委員会	副委員長	秋山 宏	東京大学名誉教授
ボイラー耐震実証試験分科会	主査	鈴木 浩平	東京都立大学名誉教授
(財)発電設備技術検査協会		千葉 敏郎	部長

に深く御礼申し上げます。

耐震実証試験で必要不可欠な大型振動台の使用に関してご助言いただいた

文部科学省(現：独立法人)防災科学技術研究所	小川 信行	博士
	御子柴 正	博士

に深謝いたします。

本実証試験を進める上で、多大なるご協力を頂いた共同研究者の

元バブコック日立(株) 呉研究所	西田 英一	湘南工科大学教授
バブコック日立(株) 呉事業所火力技術本部	応和 泰行	本部員
バブコック日立(株) 呉事業所火力技術本部	河村 幸太郎	主任技師
(株)日立制作所 日立研究所	丸山 直伴	リーダ主任研究員

に深く御礼申し上げます。

本論文の執筆を進めるにあたり、学位論文の執筆方法や学位請求のための諸手続きについて教示いただいた

埼玉工業大学工学部	皆川佳祐	講師
-----------	------	----

に深謝いたします。

本学位論文の公表許可及び学位論文審査発表聴講会での発表許可の手続きに関して多大なるご協力を頂いた

経済産業省 商務流通保安グループ 電力安全課 火力係長	大塚 亮太	様
(財)発電設備技術検査協会 規格基準室	佐藤 長光	様

に深く御礼申し上げます。

最後に、本論文を纏めるにあたり、バブコック日立(株)の多くの方々に心より、感謝いたします。

第8章 掲載論文と発表論文

1. 博士取得用の掲載論文

- 1) 掲載論文名 ; 実機ボイラ構造物連結部の弾塑性挙動による制振効果の実証実験
掲載論文集 ; 日本機械学会論文集 (C編), 68巻676号, pp. 67-73 (2002-12)
著者 ; 相田清, 応和泰行, 丸山直伴, 西田英一, 河村幸太郎, 鈴木浩平, 藤田聡, 千葉敏郎
- 2) 掲載論文名 ; ボイラ構造物弾塑性連結部の振動エネルギー吸収性能
掲載論文集 ; 日本機械学会論文集 (C編), 70巻690号, pp. 47-52 (2004-2)
著者 ; 相田清, 応和泰行, 丸山直伴, 河村幸太郎, 鈴木浩平, 藤田聡, 千葉敏郎
- 3) 掲載論文名 ; 弾塑性連結部の剛性分布を最適化したボイラ構造物の制振効果に関する
実証試験
掲載論文集 ; 日本機械学会論文集 (C編), 70巻698号, pp. 27-31 (2004-10)
著者 ; 相田清, 応和泰行, 丸山直伴, 河村幸太郎, 鈴木浩平, 藤田聡, 千葉敏郎
- 4) 掲載論文名 ; Evaluation of Aseismic Reliability of Actual Boiler Structures and
a Study on Design of Seismic Ties Based on Proof Tests Using
a Large Scaled Shaking Table
掲載論文集 ; Transactions of the ASME Journal of Pressure Vessels Technology,
Vol. 126, No. 1, pp. 46-52 (2004-2)
著者 : Kiyoshi Aida, Yasuyuki Owa, Kohei Suzuki, Satoshi Fujita

2. 関連する発表論文

- 1) 発表論文名 ; 大型振動台を用いた実証試験に基づく実機ボイラ構造物の耐震信頼性評価
発表論文集 ; D and D Conference 機械力学・計測制御講演論文集, 308, (2000-9)
著者 ; 相田清, 河村幸太郎, 丸山直伴, 鈴木浩平, 藤田聡, 千葉敏郎
- 2) 発表論文名 ; Proving Tests of Energy Absorbing Seismic Ties for Aseismic Design of
Boiler Plant Structures
発表論文集 ; Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering,
No. 2588, pp. 1-8 (2000-1)
著者: Kiyoshi Aida, Koutaro Kawamura, Naotomo Maruyama, Kohei Suzuki, Satoshi Fujita,
Toshio Chiba
- 3) 発表論文名 ; Ongoing and Planned New Application of the Innovative Anti-Seismic
Techniques to the Thermal Conventional Power Plants in Japan
発表論文集 ; Proceedings of Seventh International Seminar on Seismic Isolation,
Passive Energy Dissipation and Active Control, pp. 901-919, (2001-10))
著者 : Satoshi Fujita, Kiyoshi Aida, Toshio Chiba